



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
 MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA ACQUEDOTTISTICO
 DEL PESCHIERA PER L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO
 DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO

aceq
acqua
 ACEA ATO 2 SPA



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. PhD Alessia Delle Site


SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

aceq
Ingegneria
e servizi



CONSULENTE

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO
A194PD R005 7

COD. ATO2 APE10116

DATA **OTTOBRE 2019** SCALA

Progetto di sicurezza e ammodernamento
 dell'approvvigionamento della città
 metropolitana di Roma
 "Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema
 idrico del Peschiera",
 L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	DIC-19	AGGIORNAMENTO PER SIA	
2	MAR-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
3	LUG-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
4	GEN-21	AGGIORNAMENTO PARERE CSLLPP VOTO DEL 14/10/2020	
5	SETT-21	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
6	GIU-22	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
7	OTT-22	AGGIORNAMENTO UVP	

**NUOVO TRONCO SUPERIORE ACQUEDOTTO
 DEL PESCHIERA
 dalle Sorgenti alla Centrale di Salisano**

CUP G33E17000400006

PROGETTO DEFINITIVO

TEAM DI PROGETTAZIONE

CAPO PROGETTO
 Ing. Angelo Marchetti

IDRAULICA
 Ing. Eugenio Benedini

GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA
 Geol. Stefano Tosti

GEOTECNICA E STRUTTURE
 Ing. Angelo Marchetti

ASPETTI AMBIENTALI
 Ing. Nicoletta Stracqualursi

ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO
 Geom. Stefano Francisci

ATTIVITA' PATRIMONIALI
 Geom. Fabio Pompei

Hanno collaborato:
 Ing. Roberto Biagi
 Ing. Claudio Lorusso
 Ing. Marco Iannucci
 Ing. Eleonora Accorsi

Consulenti:
 Prof. Ing. Francesco Federico
 Prof. Ing. Quintilio Napoleoni
 GEEG - Geotechnical and Environmental Engineering Group
 IAAT - Italian Association For Trenchless Technology



RELAZIONE GEOTECNICA
 Allegato 1/6

INDICE

1. PREMESSA	12
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	13
2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA.....	13
2.2 ARTICOLI E LETTERATURA SCIENTIFICA.....	18
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE	22
3.1 COPERTURA CANALE ESISTENTE.....	24
3.2 MANUFATTO DI DERIVAZIONE DEL CANALE A CIELO APERTO ESISTENTE.....	25
3.3 NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE.....	28
3.4 POZZO DI SPINTA M3	32
3.5 POZZO DI ARRIVO M6 – NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELL’ACQUEDOTTO	38
4. MATERIALI	41
4.1 POZZI E MANUFATTI.....	41
4.1.1. CALCESTRUZZO ARMATO PER PARATIE DI PALI E OPERE DI CONTENIMENTO DELLO SCAVO	41
4.1.2. BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C.....	41
4.1.3. CALCESTRUZZO MAGRO.....	42
4.1.4. PALANCOLE.....	42
4.1.5. PUNTONI.....	42
4.1.6. TREFOLI.....	42
4.1.7. VETRORESINA.....	43
5. COPERTURA DEL SISTEMA DRENANTE ESTERNO	44
5.1 VERIFICA DI STABILITA’ DEL SISTEMA GEOSINTETICO DI COPERTURA.....	45

5.1.1.	MODELLO ANALITICO DI CALCOLO	48
5.1.2.	RISULTATI DI CALCOLO	50
5.2	DIMENSIONAMENTO DEL GEOCOMPOSITO DRENANTE	51
5.2.1.	CALCOLO DELLA CAPACITÀ DRENANTE MASSIMA DEL GEOCOMPOSITO DRENANTE	51
5.2.2.	RISULTATI DI CALCOLO	53
5.3	ULTERIORI ACCORGIMENTI	55
6.	MANUFATTO DI DERIVAZIONE DEL CANALE A CIELO APERTO ESISTENTE	57
6.1	SOFTWARE DI CALCOLO	58
6.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	59
6.2.1.	SEZIONE A-A	61
6.3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	62
6.3.1.	PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST)	66
6.3.2.	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO.....	66
6.3.3.	PROVA DOWN-HOLE	68
6.3.1.1	Categoria di sottosuolo	71
6.4	ANALISI DEI CARICHI	74
6.4.1.	PESO PROPRIO	74
6.4.2.	CARICHI ACCIDENTALI	74
6.4.3.	AZIONE SISMICA.....	74
6.4.4.	SPINTA DEL TERRENO	74
6.5	VERIFICHE PALANCOLATO METALLICO	76
6.5.1.	VERIFICHE SLU.....	76

6.5.2.	VERIFICHE SLE.....	76
6.6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	76
6.7	ANALISI NUMERICHE.....	78
6.7.1.	SEZIONE A-A.....	78
6.7.1.1	Calcolo rigidità del sistema di puntonamento.....	84
6.8	RISULTATI – SEZIONE A-A.....	87
6.8.1.	SOLLECITAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU).....	88
6.8.2.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	91
6.8.3.	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI ULTIMI IDRAULICI.....	93
6.8.1.1	Sifonamento (HYD).....	93
6.8.4.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	95
6.8.1.2	Palancole.....	95
6.8.1.3	Verifica a flessione.....	96
6.8.1.3	Verifica a taglio.....	97
6.8.1.4	Puntoni.....	98
6.8.1.5	Caratteristiche dell’opera.....	106
7.	NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE.....	107
7.1	SOFTWARE DI CALCOLO.....	108
7.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	109
7.2.1.	SEZIONE A-A.....	111
7.3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	113
7.3.1.	PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST).....	115
7.3.2.	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO.....	115

7.3.3.	PROVA DOWN-HOLE	117
7.3.1.1	Categoria di sottosuolo	120
7.4	ANALISI DEI CARICHI	122
7.4.1.	PESO PROPRIO	122
7.4.2.	CARICHI ACCIDENTALI	122
7.4.3.	AZIONE SISMICA.....	122
7.4.4.	SPINTA DEL TERRENO	122
7.5	VERIFICHE PARATIE DI PALI.....	123
7.5.1.	VERIFICHE SLU.....	123
7.5.2.	VERIFICHE SLE.....	124
7.6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	124
7.7	ANALISI NUMERICHE	125
7.7.1.	SEZIONE A-A	126
7.7.1.1	Calcolo rigidità del sistema di puntonamento	135
7.8	RISULTATI - SEZIONE A-A.....	138
7.8.1.	SOLLECITAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	138
7.8.2.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	141
7.8.3.	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI ULTIMI IDRAULICI.....	142
7.8.1.1	Sollevamento (UPL).....	142
7.8.4.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	150
7.8.1.2	Pali	150
7.8.1.2.1	Gabbia 1 (da 0.0 m a -12.0 m dalla testa palo); L = 12m	150
7.8.1.2.2	Gabbia 2 (da -12.0 m a -23.0 m dalla testa palo); L= 11m	154

7.8.1.3	Puntoni.....	159
7.8.8.3	Caratteristiche dell’opera.....	168
8.	MANUFATTO M3.....	169
8.1	SOFTWARE DI CALCOLO	170
8.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	171
8.2.1.	SEZIONE A-A	173
8.3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	174
8.3.1.	PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST)	177
8.3.2.	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO.....	177
8.4	ANALISI DEI CARICHI	179
8.4.1.	PESO PROPRIO	179
8.4.2.	CARICHI ACCIDENTALI	179
8.4.3.	AZIONE SISMICA.....	180
8.4.4.	SPINTA DEL TERRENO	180
8.5	VERIFICHE PARATIE DI PALI.....	181
8.5.1.	VERIFICHE SLU.....	181
8.5.2.	VERIFICHE SLE.....	181
8.6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	182
8.7	ANALISI NUMERICHE	183
8.7.1.	SEZIONE A-A:.....	183
8.7.1.1	Modello di calcolo.....	183
8.7.1.2	Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento.....	191

8.8	RISULTATI – SEZIONE A-A	193
8.8.1.	SOLLECITAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	194
8.8.2.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	196
8.8.3.	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI ULTIMI IDRAULICI	197
8.8.1.1	Sollevamento (UPL).....	197
8.8.4.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	205
8.8.1.2	Pali	205
8.8.1.2.1	Verifiche gabbia 1, gabbia 2 e gabbia 4	206
8.8.1.2.2	Verifica gabbia 2 con armatura in VTR	209
8.8.1.2.3	Verifica gabbia 3.....	213
8.8.1.2.4	Verifica gabbia 5.....	217
8.8.4.2	Puntoni	222
8.8.1.3	Caratteristiche dell’opera	231
9.	MANUFATTO M6.....	232
9.1	SOFTWARE DI CALCOLO	233
9.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	233
9.2.1.	SEZIONE A-A	236
9.2.2.	SEZIONE B-B	236
9.3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	237
9.3.1.	PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST)	239
9.3.2.	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO.....	239
9.3.3.	PROVA DOWN-HOLE	241
9.3.3.1	Categoria di sottosuolo.....	244

9.4 ANALISI DEI CARICHI	247
9.4.1. PESO PROPRIO	247
9.4.2. CARICHI ACCIDENTALI	247
9.4.3. AZIONE SISMICA.....	247
9.4.4. SPINTA DEL TERRENO	250
9.5 VERIFICHE PARATIE DI PALI	252
9.5.1. VERIFICHE SLU.....	252
9.5.2. VERIFICHE SLE	252
9.6 COMBINAZIONI DI CARICO	253
9.7 ANALISI NUMERICHE	254
9.7.1. SEZIONE A-A	254
9.7.1.1 Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento.....	263
9.7.2. SEZIONE B-B	267
9.8 RISULTATI	273
9.8.1. SEZIONE A-A	273
9.8.1.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV).....	273
9.8.1.2 Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)	276
9.8.1.3 Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici.....	277
9.8.1.3.1 Sifonamento	277
9.8.1.3.2 Sollevamento (UPL)	278
9.8.1.4 Verifiche degli elementi strutturali.....	286
9.8.1.4.1 Pali.....	286
9.8.1.4.2 Puntoni.....	296

9.8.2. SEZIONE B-B	302
9.8.2.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV)	302
9.8.2.2 Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)	304
9.8.1.3 Verifiche degli elementi strutturali	305
9.8.2.3.1 Verifica sezione circolare pali	305
9.8.2.3.2 Verifica tiranti	309
9.8.1.3.3 Verifica trave di ripartizione	313
9.8.1.4 Caratteristiche dell’opera	314
10.MANUFATTO M4	316
10.1 SOFTWARE DI CALCOLO	316
10.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	319
10.2.1. SEZIONE A-A	320
10.3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO	321
10.3.1. PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST)	323
10.3.2. PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO.....	323
10.4 ANALISI DEI CARICHI	325
10.4.1. PESO PROPRIO	325
10.4.2. CARICHI ACCIDENTALI	325
10.4.3. AZIONE SISMICA.....	325
10.4.4. SPINTA DEL TERRENO	325
10.5 VERIFICHE PARATIE DI PALI	326
10.5.1. VERIFICHE SLU	326
10.5.2. VERIFICHE SLE.....	327

10.6	COMBINAZIONI DI CARICO	327
10.7	ANALISI NUMERICHE	328
10.7.1.	SEZIONE A-A:.....	329
10.7.1.1	Modello di calcolo	329
10.7.1.2	Calcolo rigidezza dei sistemi di puntonamento.....	334
10.8	RISULTATI – SEZIONE A-A	338
10.8.1.	SOLLECITAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	338
10.8.2.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	339
10.8.3.	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI ULTIMI IDRAULICI E CALCOLO DELLA SOLETTA DI FONDO	340
10.8.2.1	Sollevamento (UPL)	340
10.8.4.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	351
10.8.4.1	Pali	351
10.8.4.2	Cordolo sommitale.....	358
10.8.4.3	Irrigidimento intermedio.....	366
10.8.4.4	Caratteristiche dell’opera	373
11.	NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE – PARATIA SEZIONE C-C.....	375
11.1.	SOFTWARE DI CALCOLO	376
11.2.	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	376
11.2.1.5	SEZIONE C-C.....	376
11.3.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	377
11.3.1.	PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST)	380

11.3.2.	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO.....	380
11.3.3.	PROVA DOWN-HOLE	383
11.3.4.	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	385
11.4.	ANALISI DEI CARICHI	388
11.4.1.	PESO PROPRIO	388
11.4.2.	CARICHI ACCIDENTALI	388
11.4.3.	AZIONE SISMICA.....	388
11.4.4.	SPINTA DEL TERRENO	388
11.5.	VERIFICHE PARATIE DI PALI.....	390
11.5.1.	VERIFICHE SLU	390
11.5.2.	VERIFICHE SLE.....	390
11.5.3.	COMBINAZIONI DI CARICO	390
11.6.	ANALISI NUMERICHE	393
11.6.1.	SEZIONE C-C.....	393
11.6.2.	CALCOLO RIGIDEZZA DEL SISTEMA DI PUNTONAMENTO.....	402
11.6.3.	RISULTATI - SEZIONE C-C.....	403
11.6.4.	SOLLECITAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	403
11.6.5.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	406
11.6.6.	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI ULTIMI IDRAULICI (OK)	407
11.6.7.	SOLLEVAMENTO (UPL)	407
11.6.8.	VERIFICA SOLLEVAMENTO PALI	409
11.6.9.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	411

11.6.10. PALI	412
11.6.11. FLESSIONE	412
11.6.12. TAGLIO.....	414
11.6.13. PUNTONI.....	417
11.7. CARATTERISTICHE DELL’OPERA	419
12 ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE LUNGO LA PIANA DI SAN VITTORINO.....	420
12.1 PREMessa.....	420
12.2 METODOLOGIA DI CALCOLO	420
12.3 RISULTATI	425

1. PREMESSA

Il presente documento, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), fa riferimento al calcolo delle opere provvisionali relativamente ai manufatti nel tratto compreso tra l’area delle sorgenti e la piana Piana di San Vittorino. Il tratto è riportato nella figura sottostante:

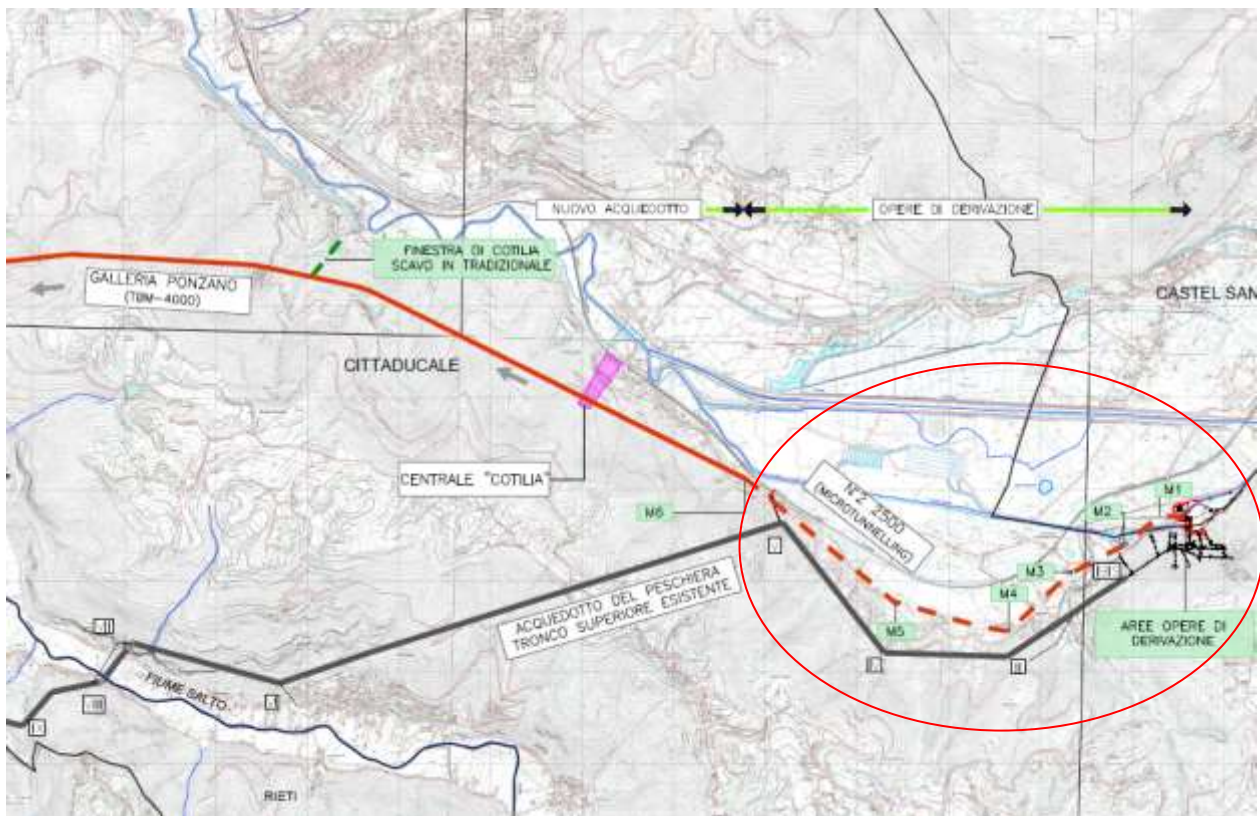


Figura 1-1 - Quadro sinottico delle opere presenti nell’allegato 1

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative, raccomandazioni e linee guida

Le valutazioni geotecniche relative alle opere dell’intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative e Linee guida:

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge 2/2/74 n. 64 “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”.
- D.M. LL.PP. 11 maggio 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996”.

- Circolare Ministero LL.PP. 10 aprile 1997 n°65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996”.
- Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Ordinanza n° 3379 del 5 novembre 2004 “Disposizioni urgenti di Protezione civile”.
- Ordinanza n° 3431 del 3 maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1 agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 ottobre 2005.
- D.M. del 14/09/2005 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- D.M. del 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- UNI EN 206-1, 2006, “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104, 2016, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.

- D.M. del 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 Istruzioni per le applicazioni delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008.
- Circolare n. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018
- D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22.05.2009 “Nuova classificazione sismica della regione Lazio”.
- D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03.11.2009 “Rettifica all’allegato 1 della D.G.R. 387/09”.
- “Steel Pipe – A Guide for Design and Installation”, AWWA American Water Works Association
- “Condotte forzate” Rapporto finale ITCOLD, Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, 2019
- “Seismic Guidelines for Water Pipelines” ALA American Lifelines Alliance, 2005
- “Specification for Line Pipe” API American Petroleum Institute
- UNI EN 12889:2000 “Trenchless Construction and testing of drains and sewes”
- DWA-A-125E:2008 “Pipe Jacking and Related Techniques”
- DWA-A 161E “Static Calculation of Jacking Pipes”
- UNI/PdR 26.2:2017 “Tecnologie di realizzazione delle infrastrutture interrato a basso impatto ambientale”
- UNI EN 12111:2010 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Frese, minatori continui e impacts rippers - Requisiti di sicurezza”

- UNI EN 12336:2009 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Scudo meccanizzato, spingitubo meccanizzato, spingitubo meccanizzato con estrattore a coclea, erettori di conci – Requisiti di sicurezza”.
- AICAP-AGI “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni” (2012).
- AGI “Jet Grouting. Raccomandazioni” (2012).
- SIG “Linee guida per la progettazione, l’appalto e la costruzione di opere in sotterraneo” (1997).
- AGI “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio” (1994).
- AFTES-Groupe de travail n°7, Tunnel support and lining. Recommendations for use of convergence –confinement method.
- ITA Guidelines for the design of tunnels (1988).
- ITA/AITES–International Tunnelling Association: Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs) Year 2000 - Working Group: WG 14 «Mechanized Tunnelling».
- SIG–Linee guida per la scelta delle TBM (5/1997).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting tunnel boring machines (10/2010).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for Design and Operation of Shield Machines (6/2000).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines (5/1997).

- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen – Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for the Use of Gaskets for sealing segmental Linings (2/2006).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen - Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for Testing and Application of sealing Gaskets in segmental Linings (8/2005).
- UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104:2004 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- UNI 9156 Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione
- Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n. 36 “Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti”.

2.2 Articoli e letteratura scientifica

- Anagnostou, G., Kovári, K. – “Face stability conditions with Earth Pressure Balanced shields. Tunnelling and Underground Space Technology”, 11 (2), 165-173, 1996.
- Tamez e L. Cornejo “Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology” Tunnels & Tunnelling, Aprile 1989
- Peck R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico city, 225-290;
- Panet M., Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel Tunnelling '82, Brighton, 197-204;
- Broms B.B., Bennemark H. (1967). Stability of clay at vertical openings. J. Soil Mechanics and Foundations, Div. Am. Soc. Civ. Eng., 93: 71-94;
- Lombardi G., Amberg W. A. (1974). Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974;
- Lunardi P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. Tunnels & Tunnelling International, May 2000.
- Boscardin M.D., Cording E.J. (1989) – Buildings response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115, n.1, pp. 1-21;
- Burland J.B. (1995) – Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 1189-1201;
- Burland J.B., Wroth C.P. (1974) – Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, UK, pp. 611-654;

- Atterwell, P.B., Yeates, J. & Selby, A.R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Blackie 1986.
- Boscardin, M.D. & Cording, E.G. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *Jnl Geo Engrg, ASCE*, 115;1;1-21.
- Building Research Establishment (1981, revised 1990). Assessment of damage in low rise buildings with particular reference to progressive foundation movements. Digest 251, BRE, Garston, UK.
- Burland, J.B. & Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. SOA Review. Conf Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 611- 654.
- Burland, J.B., Broms, B.B. & de Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures – SOA Report, Session 2, Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, 2; 495-546.
- Burland, J.B., Simpson, B. & St John, H.D. (1979). Movements around excavations in London Clay. Invited National Paper. Proc. 7th European Conf on SM&FE, Brighton, 1;13-29.
- Clough, G.W. & O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in-situ walls. ASCE Geotechnical Special Publication No. 25 - Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp439-470.
- Karlsrud, K. and Myrvoll, F. (1976). Performance of a strutted excavation in quick clay. Proc. 6th European Conf SM&FE, Vienna, 1;157-164.
- Jennings, J.E. and Kerrich, J.E. (1962). The heaving of buildings and the associated economic consequences, with particular reference to the Orange Free State Goldfields. *The Civ. Engr. in Sth Africa*, 5;5;122.
- MacLeod, I.A. & Littlejohn, G.S. (1974). Discussion on Session 5. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 792-795.

- Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in lay. *Géotechnique* 43; 2; 315-320.
- National Coal Board (1975). *Subsidence Engineers Handbook*. National Coal Board Production Dept., U.K.
- O'Reilly, M.P. and New, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. *Tunnelling '82*, London, 173-181.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground, SOA Report. 7th Int Conf SM&FE, Mexico City, State of the Art Volume, pp225-290.
- Polshin, D.E. & Tokar, R.A. (1957). Maximum allowable non-uniform settlement of structures. *Proc 4th Int Conf SM&FE*, London, 1;402.
- Rankin, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling; predictions and effects. *Engineering Geology of Underground Movement*, Geological Society, Engineering Geology Special Publication No. 5, 79-92.
- The Institution of Structural Engineers (1978). *State of the Art Report - Structure-Soil Interaction*. Revised and extended in 1989.
- The Institution of Structural Engineers (1994). *Subsidence of low rise buildings*.
- Timoshenko, S. (1957). *Strength of materials - Part I*, D van Nostrand Co, Inc. London.
- R.M. Koerner, *Designing with Geosynthetics*, fifth edition, Prentice Hall
- S.J. Drushel, E.R. Underwood, *Design of Lining and Cover System Sideslopes*
- H.I.Ling, D. Leschinsky, *Seismic Stability and Permanent Displacement of Landfill Cover System*, *J. Geotech. Geoeviron. Eng.* 1997
- FHWA HI95038 "Geosynthetic Design and Construction Guidelines".
- Richardson, G.N. and Zhao, A., (2000), "Gas Transmission in Geocomposite Systems", *Geotechnical Fabrics Report*, March, pp. 20-23, 2000.

- St.John C.M., Zahrah T.F., 1987, Aseismic design of underground structures, Tunneling and Underground Space Techn Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci ology, 2 (2), 165-197.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F., 2006, Sollecitazioni indotte da sisma in gallerie circolari interrate, Atti del VI IARG, Pisa.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F. Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche.
- Wang J., 1993, Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of- the-art Design Approach, Monograph 7, Parsons, Brincker-hoff, Quade and Douglas Inc, New York.
- Fu P.C., Wang G., Zhang J.M., 2004, Analytical approaches for underground structures subjected to longitudinally propagating shear waves, Proc. V ICSDEE & III ICEGE, Berkeley, USA.
- Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J., 1996, Vol.III Strawman: screening, valuation and retrofit design of tunnels, Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Re-search, Buffalo, New York.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

La figura seguente illustra un quadro sinottico di tutte le opere previste per il progetto in esame presenti nell’allegato 1, individuando sia i manufatti e gli interventi puntuali che gli elementi lineari che li collegano garantendone la continuità.

Nei paragrafi seguenti viene fornita una descrizione dettagliata di tutte le lavorazioni previste.

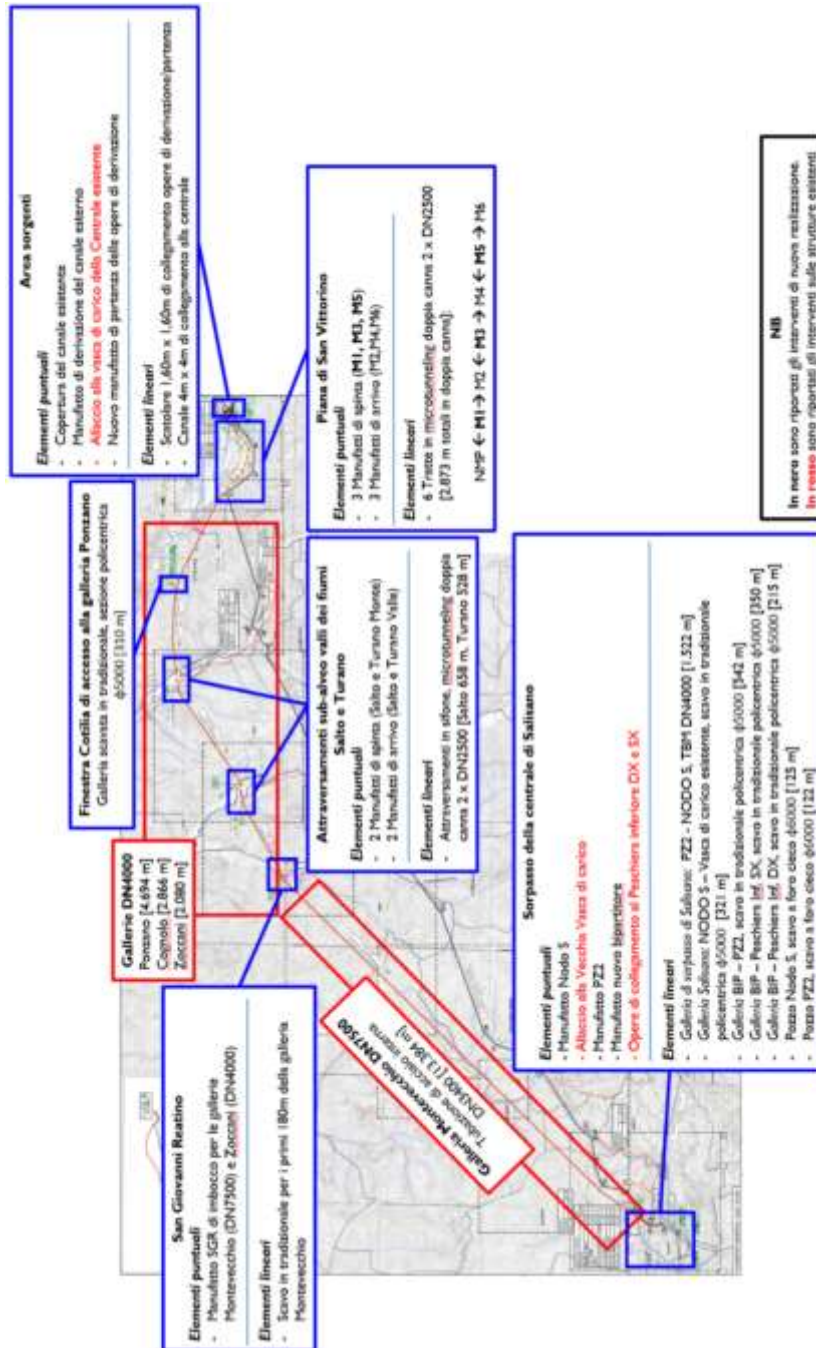


Figura 3.1 – Quadro sinottico delle opere previste nel progetto.

3.1 Copertura canale esistente

Nella zona delle sorgenti, al fine di preservare la risorsa idrica captata, è necessario prevedere una copertura del canale esistente, per un’estensione lineare di circa 150m. Per poter consentire le operazioni durante le fasi di lavoro sarà previsto un bypass provvisorio del canale, da effettuarsi tramite l’adozione di una tura a monte della zona di interesse; le eventuali venute d’acqua dal fondo del canale saranno opportunamente canalizzate ed emunte verso valle.

La sistemazione definitiva del canale prevede la posa in opera sulle lastre esistenti di tubazioni forate in cemento DN1000, intorno alle quali sarà posto materiale drenante di grossa pezzatura ad elevata permeabilità. Le tubazioni DN1000, che scorrono internamente al canale, sono di cemento con spessore 100 mm e conci di lunghezza pari a 2.00 m, rinforzati con fibre di acciaio. Al di sopra sarà previsto uno strato anticapillare di ghiaia costipata dello spessore di almeno 30 cm, con diametro massimo degli inerti non superiore ai 70mm. La copertura del canale prevede poi l’inserimento di un geosintetico drenante al di sotto del quale sarà posto uno stato di terreno argilloso a bassa permeabilità. La sistemazione finale prevede poi uno strato di materiale inerte drenante di almeno 30cm, sul quale è posto del terreno vegetale. Per evitare che il canale entri in pressione durante i periodi di maggior afflusso, saranno posizionati degli sfiati posti ad intervalli regolari ed in continuità con gli esistenti, uscenti dal rilevato di nuova realizzazione e connessi in profondità col materiale drenante di grossa pezzatura.

La sistemazione definitiva del canale esistente consentirà in questo modo di favorire il deflusso delle acque all’interno delle vie preferenziali di filtrazione rappresentate dalle tubazioni forate DN1000.

La copertura sarà realizzata con materiale appartenente ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A3, in strati di spessore non superiore a 50 cm: ogni strato dovrà essere costipato mediante rullatura, in modo da ottenere una densità secca non inferiore al 95% della densità massima, derivante da prove di costipamento AASHTO.

La deviazione provvisoria del canale esistente potrà essere rimossa alla fine dei lavori di realizzazione del canale e del manufatto di derivazione e ripristinato il flusso idrico lungo il canale.

3.2 Manufatto di derivazione del canale a cielo aperto esistente

Le acque raccolte dal canale esistente saranno convogliate in un manufatto di nuova realizzazione che sorgerà in prossimità dell’impianto di sollevamento e della soglia esistenti. La realizzazione dell’opera è prevista sfruttando il bypass del canale, che quindi recapiterà le acque più a valle nella fase transitoria di costruzione; lo scavo sarà sostenuto mediante una paratia di palancole metalliche infisse nel terreno, mentre le venute d’acqua dal fondo saranno gestite convogliandole verso un sistema di pompaggio che emungerà le portate filtranti.

L’opera prevista ha pianta rettangolare di dimensioni circa 10.80m x 13.50 m ed un’altezza netta è di 2.90 m, di cui circa 65 cm fuori terra. La parete di monte sarà opportunamente forata in modo analogo al setto della centrale di pompaggio esistente adiacente al sistema di drenaggio, in modo da consentire l’ingresso della portata d’acqua, che sarà sfiorata nel manufatto avvalendosi della soglia già presente. A valle dell’opera, invece, è prevista una paratoia a ventola, in grado di definire la quota di sfioro, in funzione dei livelli idrici di esercizio; parte della portata transitante nel manufatto sarà invece convogliata in uno scatolare con sezione

trasversale pari a 1.60 m x 1.60 m che collegherà il manufatto di partenza al Nuovo Manufatto di partenza delle opere di derivazione.

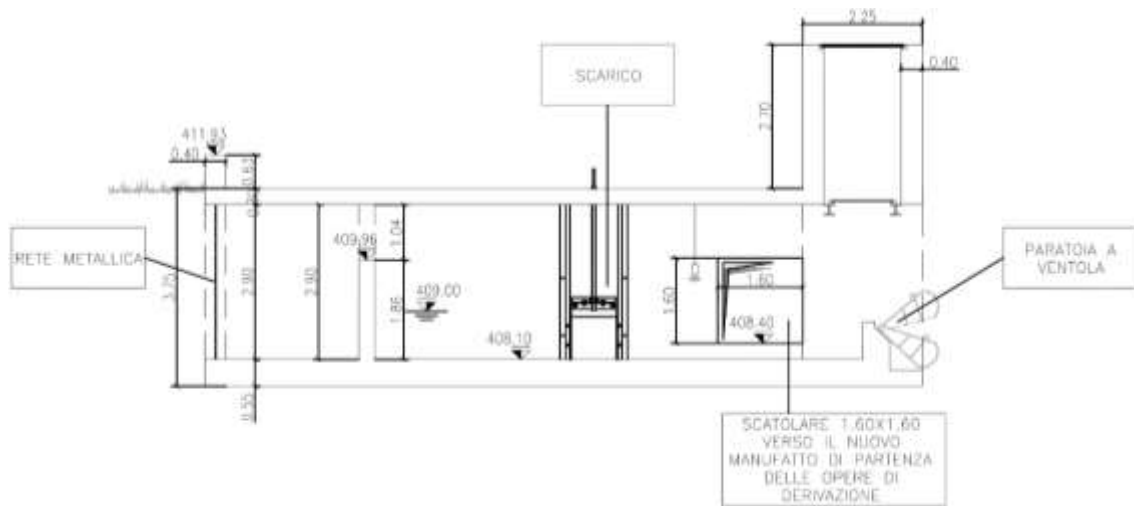


Figure 3-1: Sezione trasversale dell’opera

Alla quota di copertura saranno realizzati dei vani, coperti da un grigliato in acciaio, in cui saranno alloggiati i volantini per consentire le operazioni di manovra degli organi interni al manufatto. Inoltre, la copertura sarà realizzata con un tratto a sbalzo, inglobando l’impianto di sollevamento esistente e creando una zona di stoccaggio dei panconi del manufatto, quando non risultano necessari per la chiusura dei tratti.

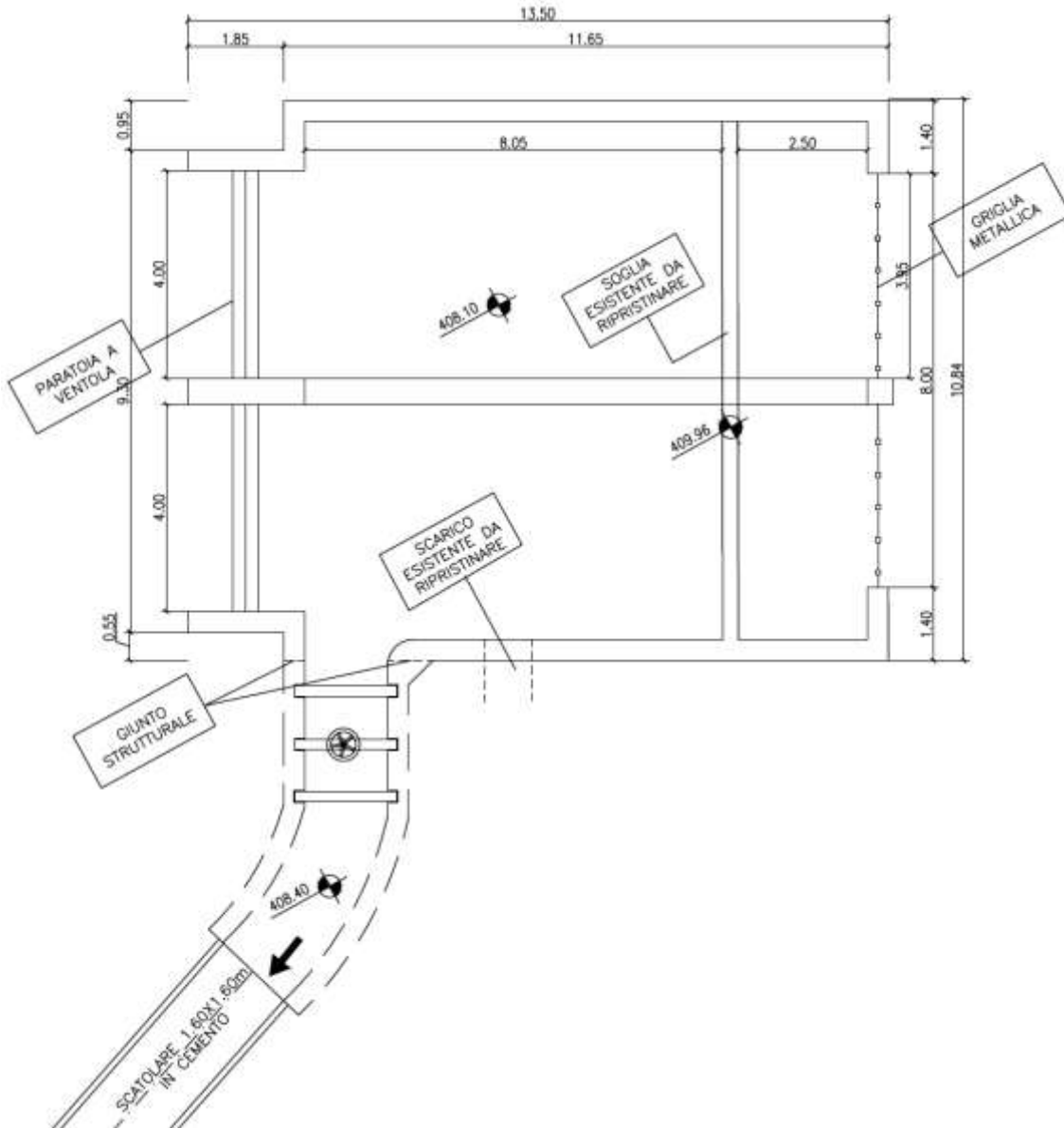


Figure 3-2: Pianta dell’opera

3.3 Nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione

In affiancamento alla centrale di sollevamento esistente, sarà realizzato il manufatto di partenza delle opere di derivazione: in esso saranno convogliate le portate derivate dal canale esistente (per mezzo di uno scatolare 1.60m x 1.60m) e quelle derivanti dallo scatolare proveniente dalla connessione alla centrale esistente (scatolare con dimensioni nette 4.00m x 4.00).

Il manufatto è costituito da due strutture, una profonda e una superficiale. La struttura profonda, ovvero il pozzo, ha estradosso fondazione a quota 398 m s.l.m ed è posto nella zona a nord-ovest (sinistra) della fondazione. La struttura superficiale in cui convogliano le acque captate, è posta a quota 405 m.s.l.m ed è situata nell’area ad est (destra).

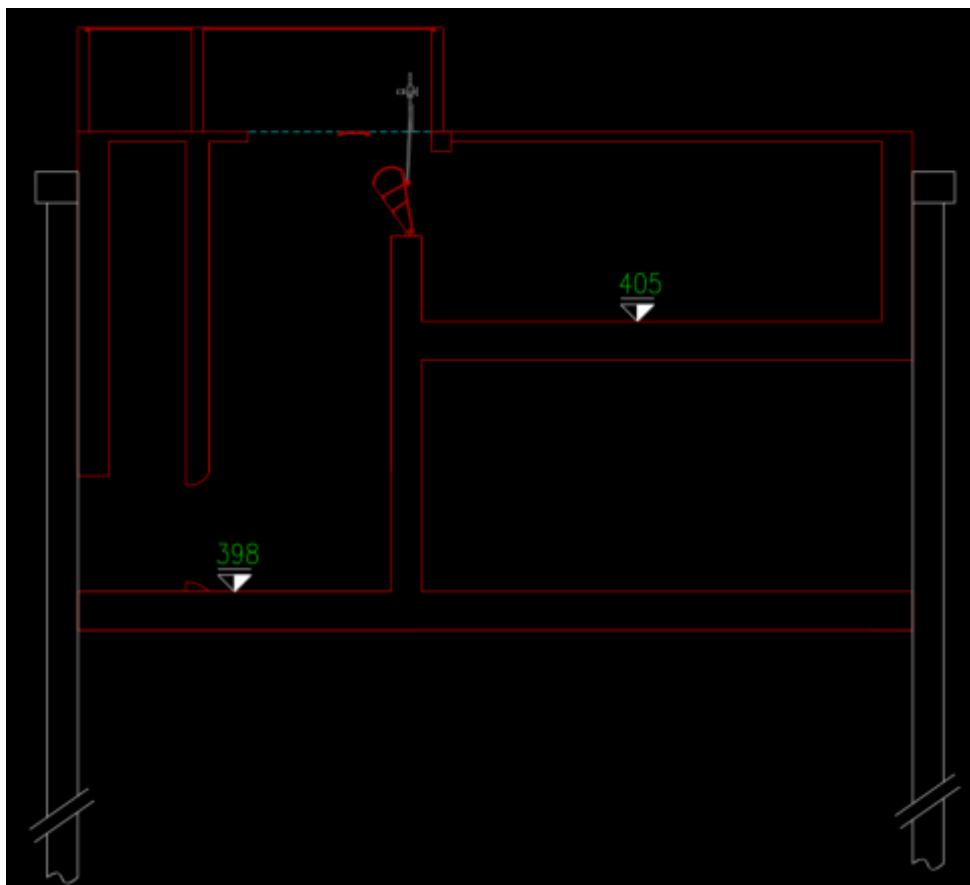


Figure 3-3: Sezione trasversale dell'opera

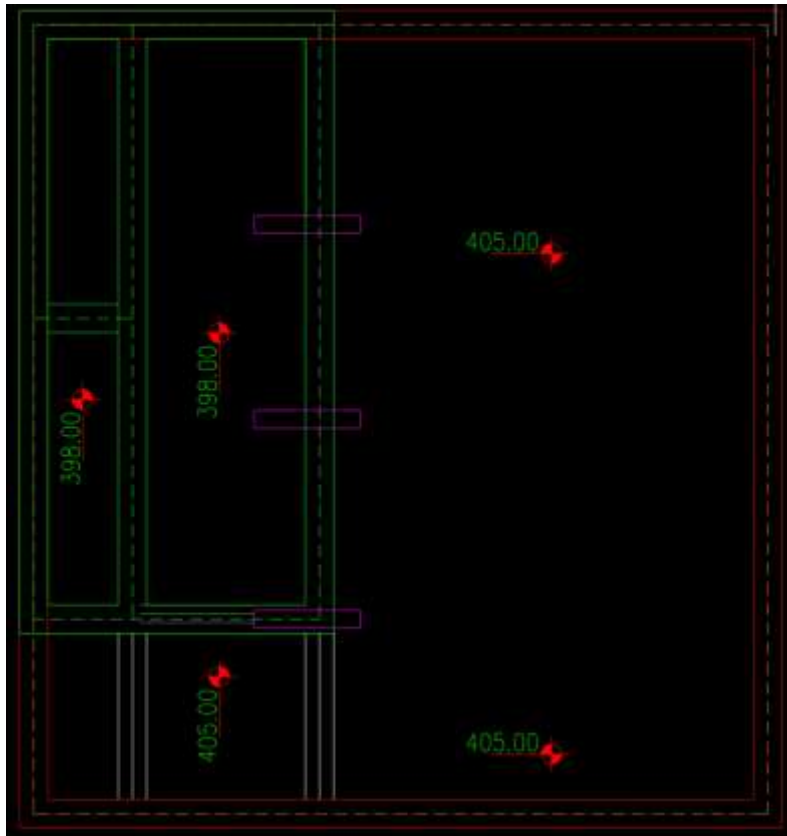


Figure 3-4: Pianta

La realizzazione del manufatto prevede due fasi. Nella fase iniziale, sarà realizzato uno scavo, sostenuto da paratie di pali, di dimensioni in pianta interne pari a circa 23m x 22m e profondità circa 13.50 m da piano campagna. La quota più profonda dell'opera 398m s.l.m., rappresenta il pozzo di arrivo delle due tubazioni DN2500 del microtunneling provenienti dal pozzo di spinta M1; nella fase finale di esercizio invece la quota di 398 m.s.l.m. rappresenta la quota di scorrimento di partenza della portata captata.

A quota 398 m.s.l.m. sarà realizzato un primo piano di fondazione con dimensioni in pianta pari all'intero ingombro dello scavo e spessore della soletta pari a 1.50m.

La struttura non ha una forma regolare, infatti, a partire dal piano di fondazione più profondo e limitatamente all’area del pozzo, saranno realizzati dei setti continui fino a piano campagna. Per la rimanente parte sul lato destro della fondazione, si prevede di ritombare il terreno fino a quota 404m s.l.m dove sarà poi realizzato un secondo piano di posa per la fondazione della struttura superficiale dove convogliano le portate derivate dal canale esistente e quelle derivate dalla centrale esistente.

Pertanto, il manufatto nella fase finale sarà composto da una zona di arrivo delle acque captate, poste a quota 405 m.s.l.m. e una zona di partenza della portata captata a quota di 398 m.s.l.m.

La quota idraulica di invaso sarà governata da un sistema di paratoie a ventola, poggiate su un setto con spessore di 80cm, comandate da volantini azionabili direttamente da piano campagna. Nella parte più profonda, invece, posta a quota 398 m.s.l.m. sarà invasata l’acqua necessaria a far fluire in pressione la portata di esercizio lungo due condotte DN2500 verso M1.

I setti verticali, sia del pozzo sia della camera di invaso superficiale, hanno spessore di 80 cm. Il piano di fondazione più profondo ha spessore di 150cm mentre quello superficiale ha spessore di 100cm. All’incirca a metà distanza tra le due aperture previste per l’arrivo del MT, è prevista la realizzazione di un setto intermedio perpendicolare al setto esterno perimetrale. La copertura della camera di invaso a piano campagna è realizzata da una soletta in c.a. di spessore pari a 30cm che poggia sui setti perimetrali e su tre pilastri interni di dimensioni 50x50cm ed altezza 4.65m. Lato pozzo è invece prevista la realizzazione di una struttura fuori terra avente pareti perimetrali con spessore 60cm e copertura costituita da elementi pressopiegati in alluminio.

Per la realizzazione della soletta di fondo sarà prevista una particolare lavorazione che prevede lo scavo fino alla quota di progetto senza emungimento dell’acqua presente; in seguito, posizionate le armature e fissati degli ancoraggi ai pali tramite

barre filettate avvalendosi di squadre specializzate subacquee, si procede al getto subacqueo di una soletta in calcestruzzo, che risulterà opportunamente ancorata lateralmente ai pali, tramite barre filettate già installate. Una volta impermeabilizzato lo scavo, sarà possibile aggottare l’acqua presente per fasi e posizionare dei telai di contrasto al fine di puntonare l’opera di sostegno.

3.4 Pozzo di spinta M3

Il pozzo M3 è un pozzo di spinta del Microtunnelling verso due differenti direzioni, rispettivamente verso i manufatti M2 ed M4. Presenta una forma in pianta poligonale con dimensioni massime di circa 23.70 m x 19.00 m. Il piano di posa della fondazione è a circa 14.00m di profondità rispetto al piano campagna.

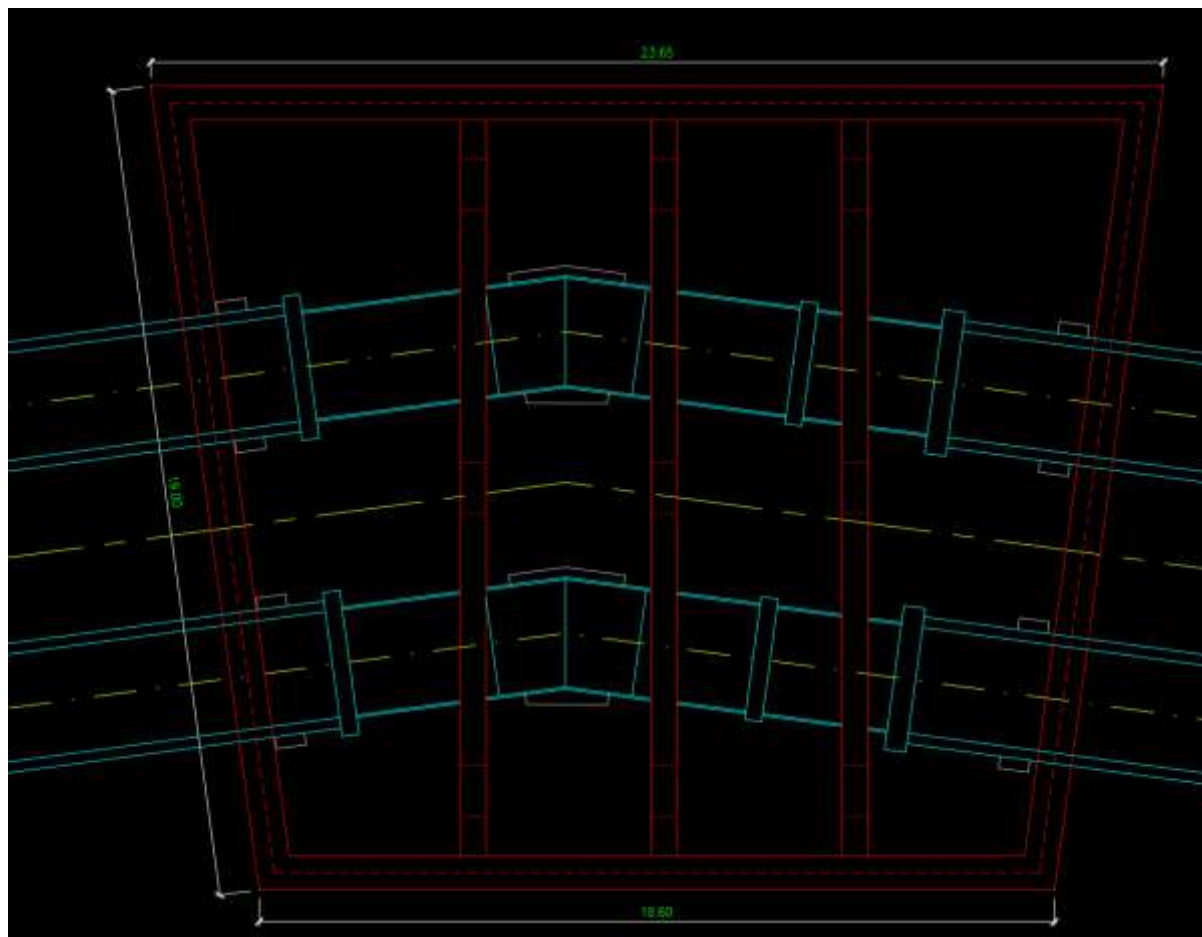


Figure 3-5: Piano di fondazione a quota 395.96m s.l.m.

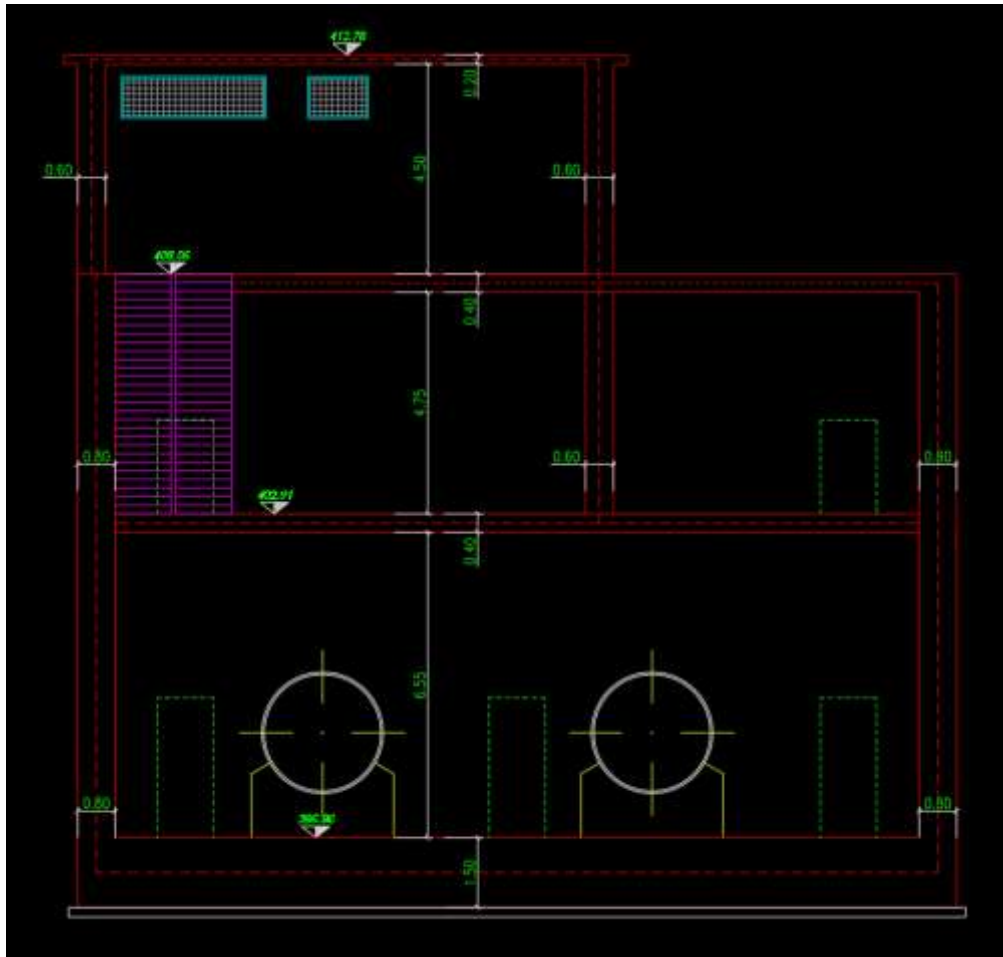


Figure 3-6: Sezione trasversale B-B

Le fasi esecutive dell’opera prevedono, la realizzazione di opere provvisionali a sostegno dello scavo, propedeutiche alla realizzazione del manufatto. Per una descrizione dettagliata delle opere provvisionali si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

Nella configurazione definitiva, il Manufatto M3 presenta un ingombro in pianta a forma poligonale. L’opera si sviluppa su tre livelli, due interrati e uno fuori terra.

I due livelli interrati hanno lo stesso ingombro planimetrico. Il piano di fondazione più profondo è a quota 395.96m s.l.m. ed ha uno spessore di 150cm. L’orizzontamento intermedio è posto a quota 402.91m s.l.m ed ha uno spessore di 40cm. L’orizzontamento a piano campagna è a quota 408.06m s.l.m ed ha spessore di 40cm. Si ipotizza che su tale orizzontamento possano transitare i mezzi.

A livello più profondo (livello -2) si trovano le due condotte del microtunneling DN2500. L’altezza di interpiano è 6.55m. Le pareti perimetrali hanno spessore di 80cm. Sono presenti tre setti interni con spessore di 60cm.

Al livello superiore (livello -1) il solaio presenta tre aperture, due laterali con dimensioni 3.00x2.20m e una centrale con dimensioni 3.00x6.70m. La funzione di tali aperture è quella di poter estrarre i conci della condotta del microtunneling. Sono inoltre presenti tre aperture 70x70cm per garantire, attraverso scale alla marinara, l’accesso al piano inferiore. Le pareti perimetrali interrate hanno sempre spessore di 80 cm. In corrispondenza del solaio a livello -1, il setto centrale interno si interrompe e proseguono fino al solaio a piano campagna solo i due setti interni laterali. L’altezza di interpiano è 4.75m.

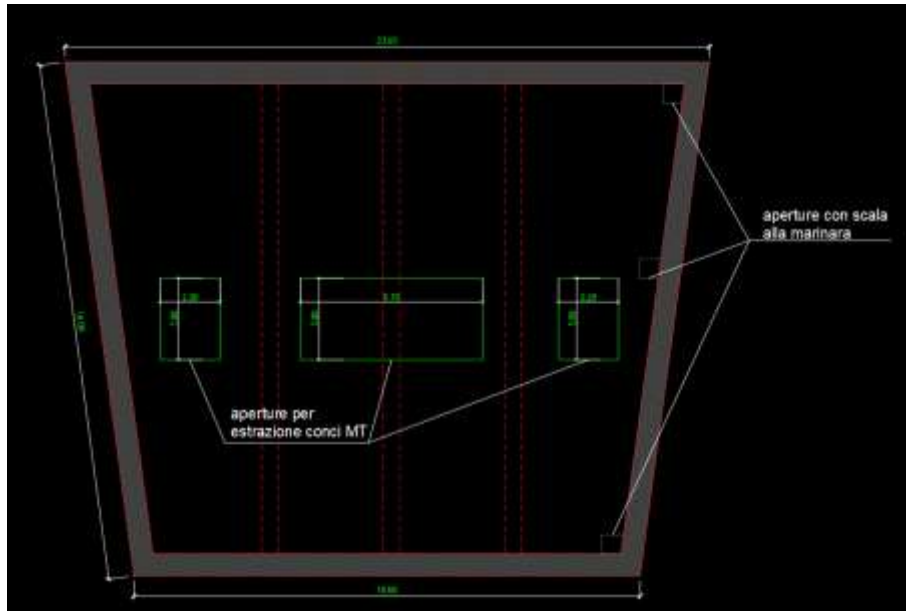


Figure 3-7: Piano intermedio a quota 402.91m s.l.m.

In corrispondenza del solaio a piano campagna, allineate verticalmente con le aperture inferiori e con dimensioni analoghe, sono presenti tre aperture per l'estrazione dei conci del MT. L'accesso dall'esterno al manufatto è garantito per mezzo di un'apertura laterale di dimensioni 1.20x2.00m. Al fine di garantire l'accessibilità al livello inferiore, è prevista la realizzazione di un vano scale con dimensioni 5.10x2.50m. L'altezza di interpiano è 4.50m.

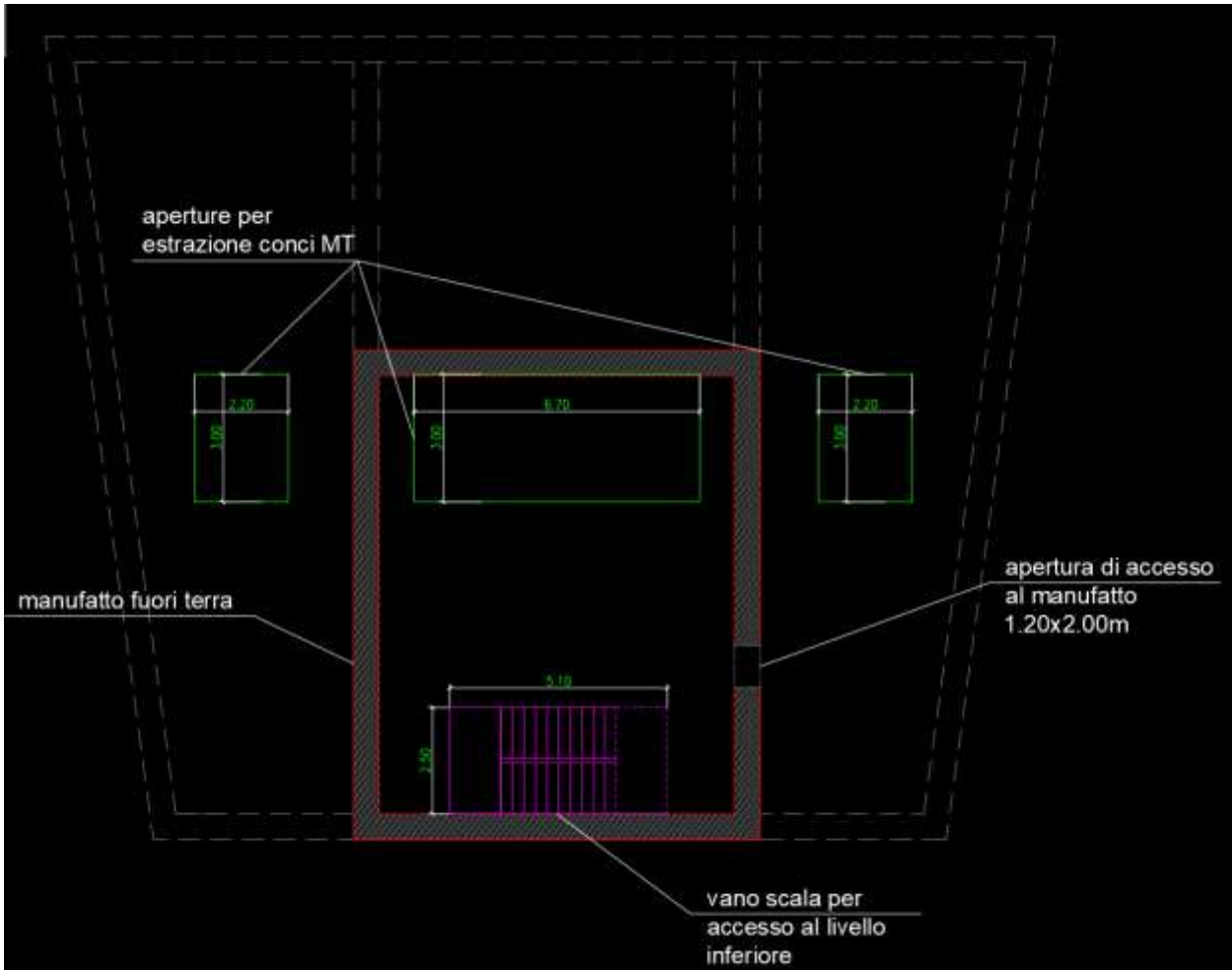


Figure 3-8: Piano campagna a quota 408.06m s.l.m.

Infine, il solaio di copertura della struttura fuori terra, avente spessore di 20cm, è realizzato con una soletta piena in c.a. e presenta un’unica apertura centrale al di sopra della quale saranno disposti moduli in lega di alluminio. La copertura fuori terra è a quota 412.76m s.l.m.

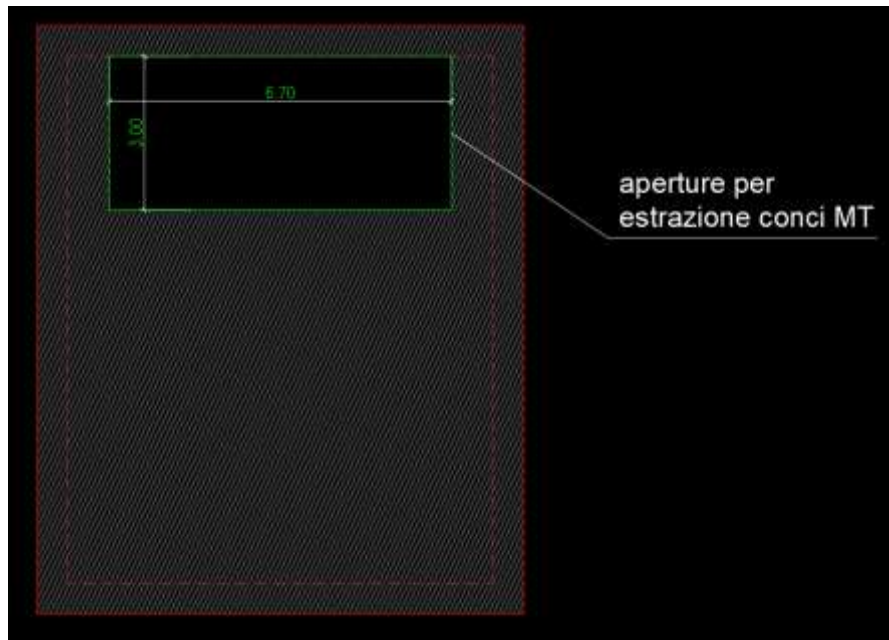


Figure 3-9: Piano campagna a quota 412.76m s.l.m.

3.5 Pozzo di arrivo M6 – Nuovo Manufatto di Partenza dell'Acquedotto

Il pozzo di arrivo M6 rappresenta l'ultimo vertice delle tubazioni in microtunneling che attraversano la piana di San Vittorino. Le dimensioni del pozzo in fase di arrivo della testa fresante sono indicativamente 17.00m x 16.00m, mentre il fondo dello scavo è posto a 395.02-1.00 (spessore fondazione) -0.20 (spessore magrone) = 393.82 m.s.l.m. La falda è a quota 401m s.l.m. La TBM DN4000, che inizia lo scavo nei pressi delle opere di sostegno di approccio nei pressi del manufatto di monte della valle del Salto (Salto 1), sbocca nei pressi del versante su cui sorge il manufatto e da quel punto può essere recuperata.

Le fasi esecutive dell'opera prevedono, la realizzazione di opere provvisorie a sostegno dello scavo, propedeutiche alla realizzazione del Manufatto M6. Dopo le fasi

di scavo, il pozzo creato riceverà le teste fresanti delle tubazioni posate con la tecnica del microtunneling. In seguito, dallo sbocco della galleria Ponzano, realizzato sul versante con delle opere provvisorie (poste a quote superiori rispetto alle precedenti), sarà fatta uscire la testa fresante della macchina e infine realizzato il manufatto, che nella sua configurazione definitiva rappresenta il Nuovo Manufatto di Partenza dell’Acquedotto e connette le due tubazioni DN2500 con la galleria Ponzano DN4000 posta a quota di scorrimento 403.81 m.s.l.m, attraverso un vano allungato che convoglia verso valle nella galleria Ponzano le acque provenienti da monte non appena il livello d’acqua invasato sfiora al di sopra della soglia fissa realizzata in cemento armato e sagomata opportunamente.

Dal punto di vista strutturale, l’opera è quindi costituita da due corpi separati da un giunto strutturale: un primo corpo più profondo, ovvero il pozzo di arrivo del microtunneling e, un secondo corpo più superficiale con forma allungata che funge da collegamento tra il pozzo e la galleria del Ponzano.

Il pozzo ha dimensioni in pianta di 17.00x16.00 e presenta un volume interrato e una parte fuori terra. L’altezza del volume interrato è di 14.80m e va da piano campagna 408.61 m .s.l.m al piano di posa della fondazione 393.82m s.l.m. ed è costituito da pareti perimetrali verticali con spessore variabile da 80cm ad 1.00m. Nella parte interrata sono presenti due camere di invaso separate da due locali adibiti a locale pompe e locale saracinesche con spessore delle pareti pari a 40cm. I due locali di invaso e i locali pompe e saracinesche, non coprono l’intera superficie della fondazione ma sono disposti su circa metà superficie. Al di sopra della parte non occupata dai locali si prevede un riempimento fino a quota 402.61m s.l.m (piano di posa del vano allungato). L’altezza della parte fuori terra è di 8.20m e va dal piano campagna 408.61 m.s.l.m ad estradosso copertura 416.82m s.l.m. L’orizzontamento a piano campagna che divide appunto la parte interrata da quella fuori terra ha

spessore di 30cm. Le pareti verticali della parte fuori terra hanno spessore di 80cm. La copertura è costituita da elementi prefabbricati a pi greco.

Nel manufatto si accede dall’alto. All’interno della frazione fuori terra, è previsto un carroponete per la movimentazione degli organi di manovra. In condizioni di esercizio la struttura presenta un battente permanente di 11.20m mentre la quota di falda misurata è a 401m s.l.m.

Il secondo corpo della struttura presenta una forma allungata in pianta, una sorta di trapezio avente il lato corto trasversale di circa 10.45m e i due lati lunghi (paralleli all’asse dell’elemento) con dimensioni di 38m sul lato più lungo e 36m sul lato più corto. La fondazione ha spessore di 1.00m mentre le pareti verticali hanno spessore variabile da 80cm ad 1.00m. Il piano di posa della fondazione è a quota $403.81 - 1.00 - 0.20 = 402.61$ m s.l.m. A 5.00m da piano di scorrimento dell’acqua sono presenti dei camminamenti in calcestruzzo aventi spessore di 30cm incastrati alle pareti perimetrali e a dei setti verticali con spessore di 50cm che hanno lo scopo di facilitare il flusso idraulico. In condizioni di esercizio la struttura presenta un battente permanente di 2.40m. In questo caso la falda non è interferente con la struttura. Il corpo in oggetto risulta per lo più interrato. La copertura è a quota 412.62 m s.l.m. ed è costituita da elementi prefabbricati a pi greco orditi nella dimensione più corta.

4. MATERIALI

4.1 Pozzi e Manufatti

4.1.1. Calcestruzzo armato per paratie di pali e opere di contenimento dello scavo

La classe minima dovrà essere C25/30.

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Peso dell’unità di volume $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,07 \text{ N/mm}^2$

copriferro netto minimo 4 cm

classe di esposizione XC2

4.1.2. Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

Si adotta un acciaio tipo B450C con:

Snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E = 210000 \text{ N/mm}^2$.

4.1.3. *Calcestruzzo magro*

Si prevede un calcestruzzo di classe C 12/15.

4.1.4. *Palancole*

Tipo di acciaio S355

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 490 \text{ N/mm}^2$

4.1.5. *Puntoni*

Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S275 JR

Densità $\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$

Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_u \geq 430 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale (EC3) $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità tangenziale $G = 80769 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} / \text{C}^\circ$

4.1.6. *Trefoli*

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$

4.1.7. *Vetroresina*

Armature longitudinali:

Tipo: VTR (32)

Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	513.00	MPa
Resist. caratt. rottura f_{tk} :	580.00	MPa
Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	446.00	MPa
Resist. ultima di progetto f_{td} :	504.00	MPa
Deform. ultima di progetto ϵ_{pu} :	0.012	
Modulo Elastico ϵ_f	460000	daN/cm ²

Armature trasversali:

Tipo: VTR (16)

Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	320.00	MPa
Resist. caratt. rottura f_{tk} :	362.00	MPa
Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	278.00	MPa
Resist. ultima di progetto f_{td} :	315.00	MPa
Deform. ultima di progetto ϵ_{pu} :	0.007	
Modulo Elastico ϵ_f	460000	daN/cm ²

5. COPERTURA DEL SISTEMA DRENANTE ESTERNO

Il presente capitolo illustra il procedimento di calcolo seguito per definire il valore di resistenza a trazione del geocomposito di rinforzo tridimensionale previsto all’interfaccia tra il terreno di copertura finale e il sottostante telo geosintetico, qualora risulti necessario. Per il dimensionamento del capping di copertura, finalizzato all’impermeabilizzazione e stabilizzazione del canale di presa nei pressi delle sorgenti, si è fatto riferimento ai metodi canonici stringenti utilizzati per l’isolamento di discariche di materiale inerte.

La copertura del canale richiede la progettazione e la verifica:

- della stabilità del sistema di copertura costituito in questo caso da terreno e geosintetici;
- del sistema di drenaggio delle acque meteoriche.

Sia per la prima verifica che per la seconda si farà riferimento a comprovati studi pubblicati su riviste scientifiche del settore ed impiegati ormai da anni.

Le sezioni esaminate con più elevata inclinazione presentano la seguente stratigrafia dal basso verso l’alto:

- Strato di regolarizzazione;
- Geomembrana bentonitica impermeabile;
- Geodreno;
- Geostuoia tridimensionale con funzionalità antierosiva;
- Terreno di copertura $s=50$ cm lungo la spalla del rilevato e $s=1.00$ in sommità al rilevato.

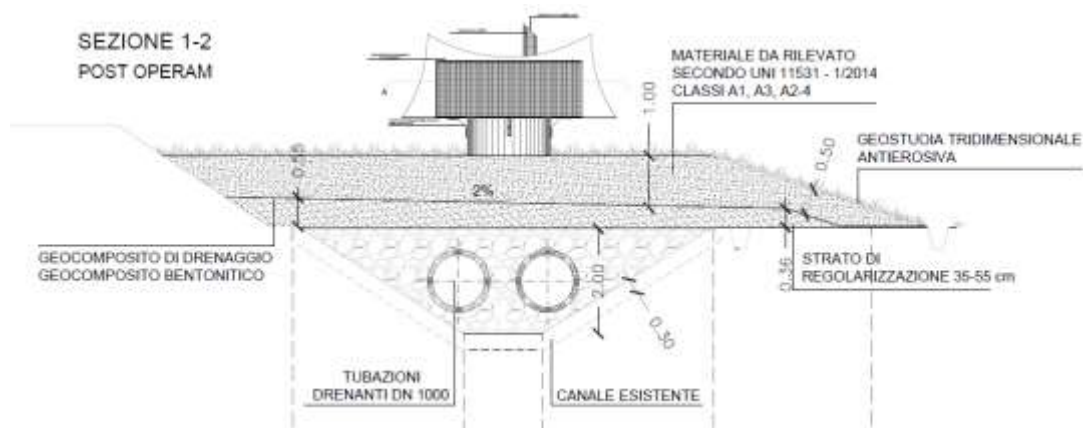


Figura 5.1 – Sezione tipologica della copertura del canale drenante esterno

L'intervento ha un'estensione di circa 1655m² lungo il canale esistente.

5.1 Verifica di stabilità' del sistema geosintetico di copertura

Le verifiche di stabilità allo scivolamento sono state implementate in accordo con le nuove disposizioni normative introdotte dalle NTC 2018.

Occorrerà pertanto in fase preliminare specificare apertamente le scelte progettuali adottate in termini di parametri di progetto e di tipologia di verifiche, specificando secondo quali tipi di approcci verrà eseguita la verifica di stabilità.

La logica di fondo su cui si fondano le nuove disposizioni tecniche si riassumono nella seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d rappresenta il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni sulla struttura, mentre R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza.

Generalmente le verifiche possono essere eseguite secondo uno dei seguenti possibili approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione: (A1+M1+R3)

Ciascun approccio con le relative combinazioni coinvolgono una serie di parametri numerici (amplificativi o riduttivi a seconda della natura della grandezza fisica coinvolta) che la normativa suddivide in tre categorie:

- coefficienti parziali sulle azioni (parametri A)
- coefficienti parziali sulle caratteristiche geotecniche dei terreni (parametri M)
- coefficienti parziali sulle resistenze (parametri R)

Il secondo approccio identifica una combinazione con gruppi di coefficienti adottabili sia nel dimensionamento strutturale che in quello geotecnico.

Si è deciso quindi di adottare l’approccio 2 combinazione A1+M1+R3.

Di seguito vengono riportati integralmente le tabelle relative a ciascuna dei 3 gruppi di fattori numerici, a seguito estrapolazione dal testo unico NTC 2018, cap. 6 Progettazione geotecnica.

<i>Tab. 5.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni.</i>					
CARICHI	EFFETTO	Coefficienti parziali γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
<i>Carichi Permanenti G1</i>	<i>Favorevole</i>	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0

	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti G2	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni Variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Si precisa che lo strato di terreno posto sopra il sistema geosintetico è stato considerato come un’azione permanente di tipo strutturale, contribuendo in maniera sostanziale al comportamento dell’opera. Pertanto, la sua componente W (forza peso applicata al sistema) è stata in condizioni statiche amplificata del fattore γ_{G1} pari a 1,3 (vedi tabella A1).

Tab. 5.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coefficienti parziali γ_M	M1	M2
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Tab. 5.3 - Coefficienti parziali per le resistenze

coefficienti parziali γ_R	
--	--

Tipo di verifica	R1	R2	R3
Scorrimento	I	I	I,I

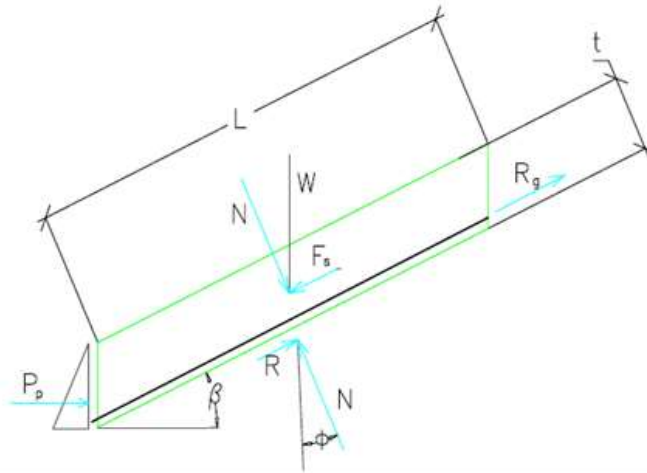
5.1.1. *Modello analitico di calcolo*

La natura della verifica riguarda la possibile traslazione del sistema di copertura sintetico/naturale, lungo il piano di posa, per effetto delle azioni applicate: infatti in ogni sistema di copertura in scarpata, l’interfaccia più debole governa la stabilità. Poiché lo spessore del terreno di copertura è molto inferiore rispetto alla lunghezza del pendio è possibile valutare la stabilità del pendio con il metodo dell’analisi del blocco di scorrimento.

È una tecnica di analisi tradizionale nell’ingegneria geotecnica nella quale tutte le forze agenti nel blocco vengono sommate vettorialmente e la risultante deve essere zero per la stabilità. Il fattore di sicurezza è introdotto per valutare la resistenza al taglio necessaria per equilibrare le forze.

Il modello di calcolo assunto per le verifiche di stabilità allo scivolamento del sistema di copertura della sponda è schematizzato nella Figura sottostante.

Si consideri un versante definito di lunghezza L , che prevede la presenza di uno strato di terreno lungo tutto lo sviluppo con uno spessore costante t . Alla base del sistema sia prevista l’applicazione di una componente stabilizzante P_p dovuta alla spinta passiva del terreno che si genera in corrispondenza del cuneo posto alla base del pendio per effetto dello scivolamento dello stesso.



La forza peso del blocco di terreno potenzialmente instabile (W) genera due componenti, F_s parallela e N normale al pendio. Per effetto del possibile scorrimento all’interfaccia tra terreno e prodotto geosintetico si genererà una componente di resistenza R inclinata dell’angolo di attrito tra i due materiali rispetto alla verticale.

Nel caso in cui la componente R non fosse in grado di rendere verificata la disequazione di progetto ($E_d \leq R_d$), sarà necessario attivare una componente aggiuntiva R_g , generata dal telo aggrappante, che consentirà il soddisfacimento della relazione analitica.

La verifica viene impostata sulla base dei seguenti step:

- Applicazione dei coefficienti correttivi secondo le NTC 2018;
- Sulla base del modello di calcolo adottato, si valuta inizialmente il valore di R , al fine di verificare se, in base alle condizioni geometriche al contorno della sezione analizzata, si renda necessario ricorrere all’impiego di un geosintetico di rinforzo;

- Nel caso in cui la verifica non dovesse rispettare i requisiti minimi imposti dalla normativa, si procede con il calcolo della resistenza a trazione del geosintetico di rinforzo (R_g).

5.1.2. *Risultati di calcolo*

La sezione analizzata presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- $L = 10$ m;
- $\beta = 18^\circ$;

Il primo step di calcolo prevede di determinare il valore di R_d .

Le forze agenti sul sistema valutate dal modello sono rappresentate dalla componente della forza peso del terreno lungo il pendio.

$$W = \gamma_d \cdot t \cdot L = 123.50 \text{ kN/m}$$

Dove:

- γ = peso specifico del terreno caratteristico = 19 kN/m^3 ;
- $\gamma_{G1} = 1.3$;
- c' = coesione = 0 kN/m^2
- t = spessore dello strato di terreno = 0.5 m;
- L = lunghezza del pendio = 10 m;

La componente peso dello strato di terreno gravante sulla barriera composita viene considerata un’azione permanente di tipo strutturale per il sistema, per cui viene opportunamente amplificata del fattore 1,3 (γ_{G1} della tabella delle NTC relativamente ai parametri M), ottenendo un valore pari a 24.70 kN/m^2 .

La componente parallela al pendio generata dalla forza peso è la seguente:

$$E_d = F_s = W \cdot \text{sen}(\beta) = 123.50 \cdot \text{sen}(18^\circ) = 38.16 \text{ kN/m}$$

Le forze resistenti R_d sono rappresentate dalla sola componente R sviluppata lungo la superficie di interfaccia ritenuta potenzialmente critica, la spinta passiva al piede P_p .

Il valore di δ viene ridotto attraverso il coefficiente γ_m che viene posto pari a 1.10 per le resistenze:

$$\delta_{\text{ridotto}} = \arctan(\tan(\delta/\gamma_m(\varphi))) = 18.31^\circ$$

Ottenendo, così R :

$$R = N \cdot \tan(\delta_{\text{ridotto}}) = 117.46 \tan(18.31) = 38.86 \text{ kN/m}$$

Dove:

$$N = \text{Componente normale di } W = W \cdot \cos(\beta) = 123.50 \cdot \cos(18) = 117.46 \text{ kN/m}$$

Si verifica la condizione in cui $E_d \leq R_d$, il rinforzo non è necessario.

5.2 Dimensionamento del geocomposito drenante

5.2.1. Calcolo della capacità drenante massima del geocomposito drenante

Al fine di garantire il drenaggio delle acque meteoriche, si propone l’impiego di un geocomposito drenante al posto dei 50 cm di materiale drenante previsti dalla normativa D. Lgs 36/2003.

Per il dimensionamento del geocomposito drenante si considererà la sezione con inclinazione maggiore, in particolare quella avente inclinazione $\beta=18^\circ$.

La portata massima (q) di uno strato di ghiaia di spessore pari a 50 cm, supponendo una inclinazione trasversale massima della copertura di progetto pari 18° (rispetto all’orizzontale) viene ricavata attraverso la legge di Darcy.

$$q = k \times A \times i(-)$$

Dove:

- Q = portata idraulica (m^3/s)
- K = coefficiente di permeabilità (m/s)
- i = gradiente idraulico (corrisponde al seno dell’angolo di inclinazione della copertura)
- A = area (m^2)

Da cui si ricava la portata per unità di profondità (q):

$$q (m^3/s \cdot m) = k (m/s) \cdot t (m) i (-)$$

t = spessore dello strato pari a 0.5 m

Si suppone:

- una permeabilità della ghiaia $k_{ghiaia} = 1 \cdot 10^{-3} m/s$
- una inclinazione trasversale della copertura massima pari a 18°
- gradiente idraulico $i = 0,30$

e si ottiene la portata idraulica della ghiaia:

$$q_{ghiaia} = 0.15 l/sm$$

Il calcolo della capacità drenante dipende dalla pressione normale agente in sito (σ) di cui risente in geocomposito e dal gradiente. Il valore massimo dello spessore di terreno al di sopra del geocomposito è pari a 1 m e quindi rispetto a tale valore cautelativamente è dimensionata la portata filtrante.

Calcolo della pressione a cui sarà sottoposto il geocomposito drenante

$$\sigma \text{ (kPa)} = \gamma(\text{kN/m}^3) H(\text{m}) + q = 19 \times 1 + 30 = 49 \text{ kPa}$$

- γ = peso del terreno costituente la copertura (kN/m^3) = 19 kN/m^3
- q = peso dei macchinari di stesa e compattazione del materiale da rilevato (ipotizzato pari 30 kPa)
- H = altezza massima del terreno di copertura da porsi sopra lo strato drenante (m) = 1 m

5.2.2. Risultati di calcolo

La capacità drenante considerata è quella calcolata secondo la norma ISO 12958 specifica per capping di discariche.

È nota la portata del geocomposito drenante (tipo Enkadrain 5006H/5-2s/T110PP o equivalente) per il gradiente $i_{lab} = 0.10$ e $\sigma = 50 \text{ kPa}$ (con contatto Morbido/Rigido):

$$q_{lab} (\sigma = 50 \text{ kPa}; i = 0.10) = 0.65 \text{ l/s} \cdot \text{m} \text{ (secondo ISO 12958)}$$

Per calcolare la capacità drenante a breve termine del geocomposito per un gradiente $i_{i1} = 0,30$ si utilizza la seguente formula sperimentale [Rimoldi]:

$$q_{i1} = q_{lab} \sqrt{\frac{i_{i1}}{i_{lab}}} = 0.65 \frac{\text{l}}{\text{s m}} \sqrt{0.3/0.1} = 1.12 \frac{\text{l}}{\text{s m}}$$

Per ottenere la capacità drenante a lungo termine è necessario dividere il valore di portata appena determinato per dei fattori di riduzione di seguito riportati:

- $RF_{in} = 1.50$ Fattore di riduzione che tiene conto della deformazione elastica del geocomposito e delle intrusioni all’interno della georete dei geosintetici adiacenti;
- $RF_{cc} = 1.20$ Fattore di riduzione che tiene conto dell’intasamento chimico;
- $RF_{bc} = 1.20$ Fattore di riduzione che tiene conto dell’intasamento biologico;

- $RF_{cr} = 1.40$ Fattore di riduzione che tiene conto del creep (deformazione viscosa sotto un carico costante).

TABLE 9.6 RECOMMENDED REDUCTION FACTORS FOR EQUATION (9.12) TO DETERMINE ALLOWABLE FLOW RATE OF DRAINAGE GEOCOMPOSITES (SHEET DRAINS [MOST APPLICATIONS], WICK DRAINS AND EDGE DRAINS)

Application Area	RF_{IN}	RF_{CR}^1	RF_{CC}	RF_{BC}
Sport fields	1.0–1.2	1.0–1.5	1.0–1.2	1.1–1.3
Capillary breaks	1.1–1.3	1.0–1.2	1.1–1.5	1.1–1.3
Roof and plaza decks	1.2–1.4	1.0–1.2	1.0–1.2	1.1–1.3
Retaining walls, seeping rock and soil slopes	1.3–1.5	1.2–1.4	1.1–1.5	1.0–1.5
Drainage blankets	1.3–1.5	1.2–1.4	1.0–1.2	1.0–1.2
Surface water drains for landfill caps	1.3–1.5	1.2–1.4	1.0–1.2	1.5–2.0
Secondary leachate collection (landfill)	1.5–2.0	1.4–2.0	1.5–2.0	1.5–2.0
Primary leachate collection (landfill)	1.5–2.0	1.4–2.0	1.5–2.0	1.5–2.0
Wick drains (or PVDs) ²	1.5–2.5	1.0–2.5	1.0–1.2	1.0–1.2
Highway edge drains	1.2–1.8	1.5–3.0	1.1–5.0	1.0–1.2

¹These values assume that the ultimate value was obtained using an applied normal pressure of approximately 1.5 times the field-anticipated maximum value. If it was not, the values must be increased.

²An addition-term for kinking, or crimping, should be included, where $RF_{KG} = 1.0$ to 4.0.

Figura 5.2 – Determinazione dei coefficienti riduttivi, [da R.M. Koerner, Designing with Geosynthetics, 6th edition]

Il valore della portata di lungo termine è pertanto

$$q_{LT} = \frac{q_{i1}}{RF_{in} RF_{CR} RF_{CC} RF_{BC}} = 0.37 \frac{l}{s m}$$

Pertanto, il geocomposito drenante con un gradiente pari a 0,30 e una pressione di 50.00 kPa presenta una capacità drenante superiore a quella di uno strato di 50 cm di ghiaia.

È quindi dimostrata l’equivalenza idraulica tra i due sistemi drenanti.

Il fattore di sicurezza del sistema drenante in geocomposito rispetto al sistema drenante in ghiaia vale:

$$FS = \frac{q_{LT}}{q_{gh}} = 2.48$$

5.3 Ulteriori accorgimenti

A finitura del rilevato sarà posizionata una geostuoia per il controllo dell’erosione superficiale per effetto della pioggia, delle acque di ruscellamento e del vento, avente una struttura tridimensionale di almeno 10mm e una resistenza minima a trazione di 2 kN/m.

Inoltre, per consentire la stabilità dei vari strati che possono trovarsi sottoposti ad eventuali forze di filtrazione, ad esempio tra lo strato di regolarizzazione e il riempimento del canale esistente con materiale drenante, si dovrà garantire una continuità delle curve granulometriche degli strati, in modo da evitare fenomeni di erosione di contatto all’interfaccia. Una prima indicazione di massima per poter raggiungere tale obiettivo è quella di rispettare dei rapporti tra le curve granulometriche dei materiali che sono i seguenti:

- *Permeability ratio [Terzaghi, 1922]*: la granulometria del materiale più grossolano deve garantire un’adeguata permeabilità, per consentire la libera filtrazione dell’acqua senza alterare la propria struttura granulare e senza causare un’eccessiva perdita di carico

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4$$

- *Piping ratio [Terzaghi, 1922]*: la granulometria della materiale più grossolano deve essere sufficientemente fine per prevenire l’erosione del materiale più fine e arrestare il fenomeno del piping

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4$$

In cui in entrambi i rapporti D rappresenta il diametro della curva granulometrica (o del fuso granulometrico) del materiale grossolano associato alla relativa percentuale in peso rispetto al totale posta a pedice; d rappresenta il diametro della curva granulometrica (o del fuso granulometrico) del materiale più fine associato alla relativa percentuale posta anch’essa a pedice.

6. MANUFATTO DI DERIVAZIONE DEL CANALE A CIELO APERTO ESISTENTE

Il seguente capitolo ha come oggetto il Progetto Definitivo delle opere provvisionali in corrispondenza del Manufatto di Origine Canale relativo all’area delle sorgenti.

L’area di studio della nuova opera rientra nell’ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Castel Sant’Angelo.

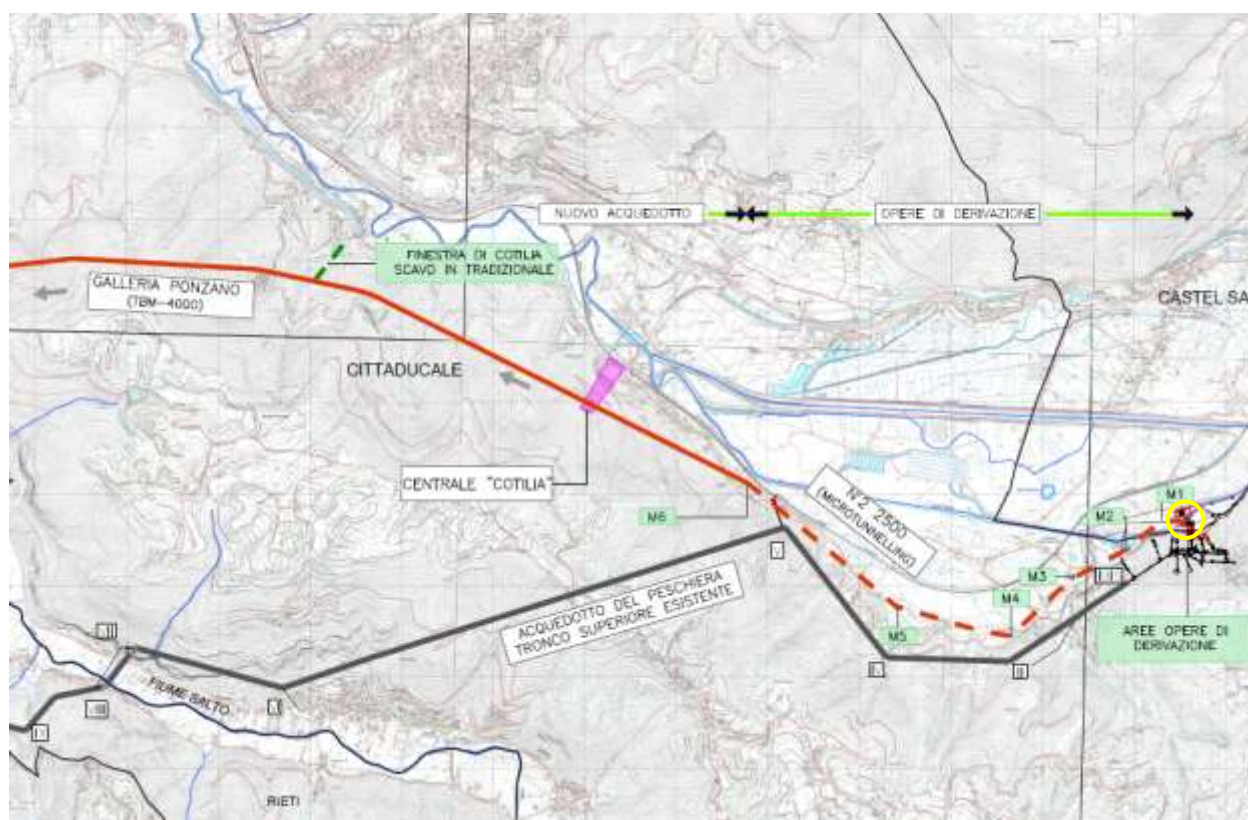


Figura 6-1 – Ubicazione del Manufatto di Origine Canale– vista planimetrica

6.1 Software di calcolo

- 1- ParatiePlus ver. 21.1 della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- 2- RC-SEC V.2018.10.0.774 della Geostru - Licenza n° HJW8Q-EWEA3-PF2LE-6DWDC - per la verifica di sezioni di calcetsruzzo armato;
- 3- SOFiSTiK per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figura 2-2: Licenza Sofistik

6.2 Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il Manufatto di Origine Canale si prevede la realizzazione di un’opera provvisoria di sostegno costituita da palancole metalliche. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, Figura 6-3, che nel seguito viene descritta.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.38 m. Nella tabella seguente viene riassunta l’altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore magrone	Incremento ((NTC 2018)	Scavo massimo di modello
	m	m	m	m
A-A	3.75	0.15	0.38	4.3

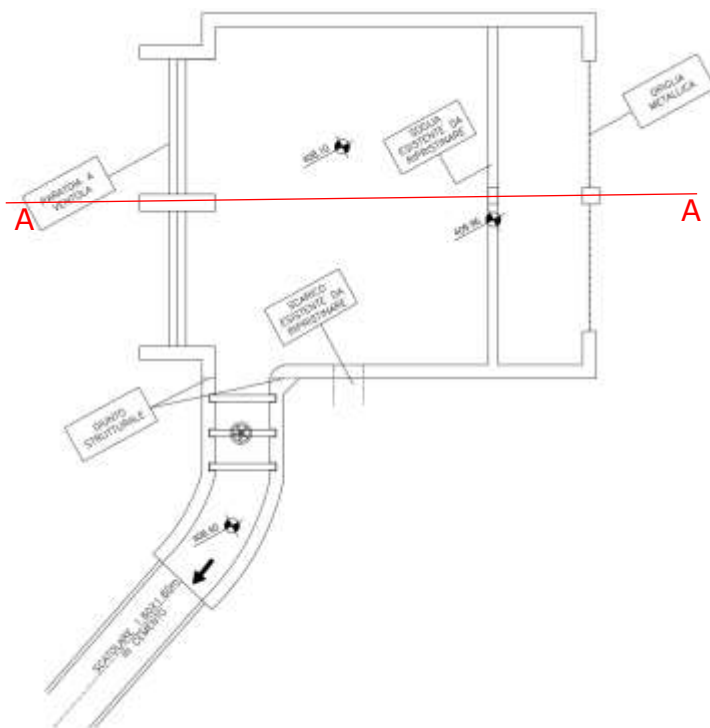


Figura 6-3 – Posizione della sezione di calcolo delle opere provvisorie

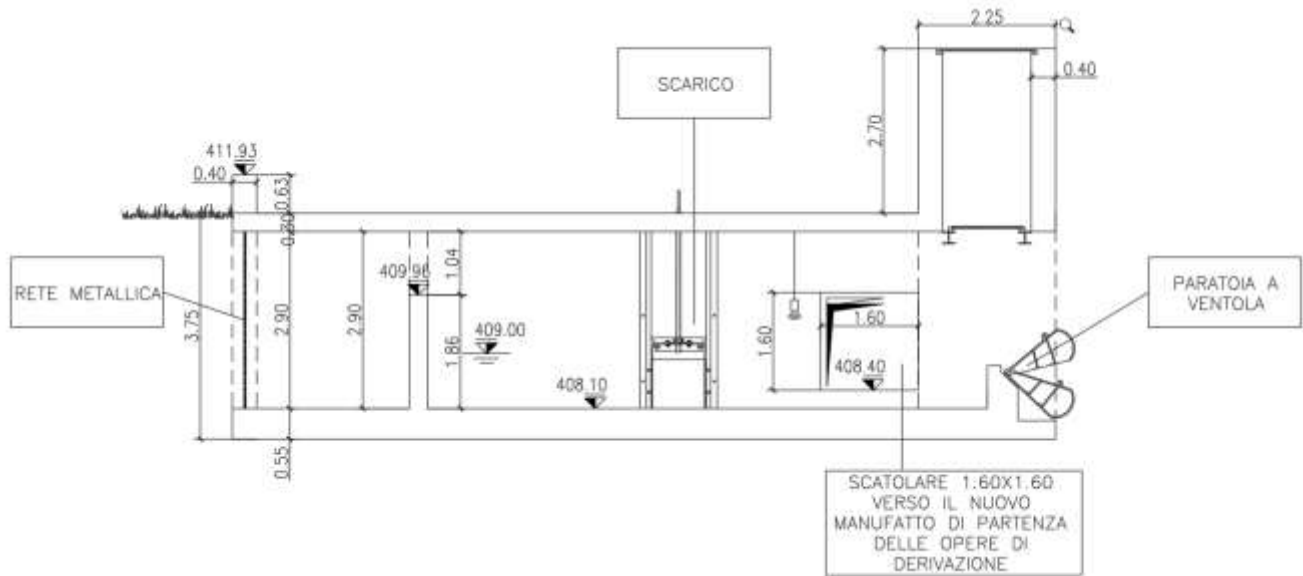


Figura 6-4 – Sezione trasversale A-A

6.2.1. Sezione A-A

In corrispondenza del Manufatto di Origine Canale, sezione A-A, e tenendo in conto la presenza della falda al piano campagna si realizza un palancolato metallico di sostegno allo scavo con la sezione trasversale di tipo AZ 18 e una lunghezza totale di 12m. Alla luce di questo, per raggiungere la profondità di scavo di progetto pari a 3.75 m da piano campagna, viene realizzato un sistema di puntone formato da travi perimetrali HEM650 e puntoni interni d’angolo HEM500. Tale sistema verrà realizzato interamente sopra la falda freatica, aggottando l’acqua dallo scavo. Per maggiori dettagli riguardo al dimensionamento dei puntoni si veda il Cap. 6.7.1.1.

6.3 Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S0 e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.

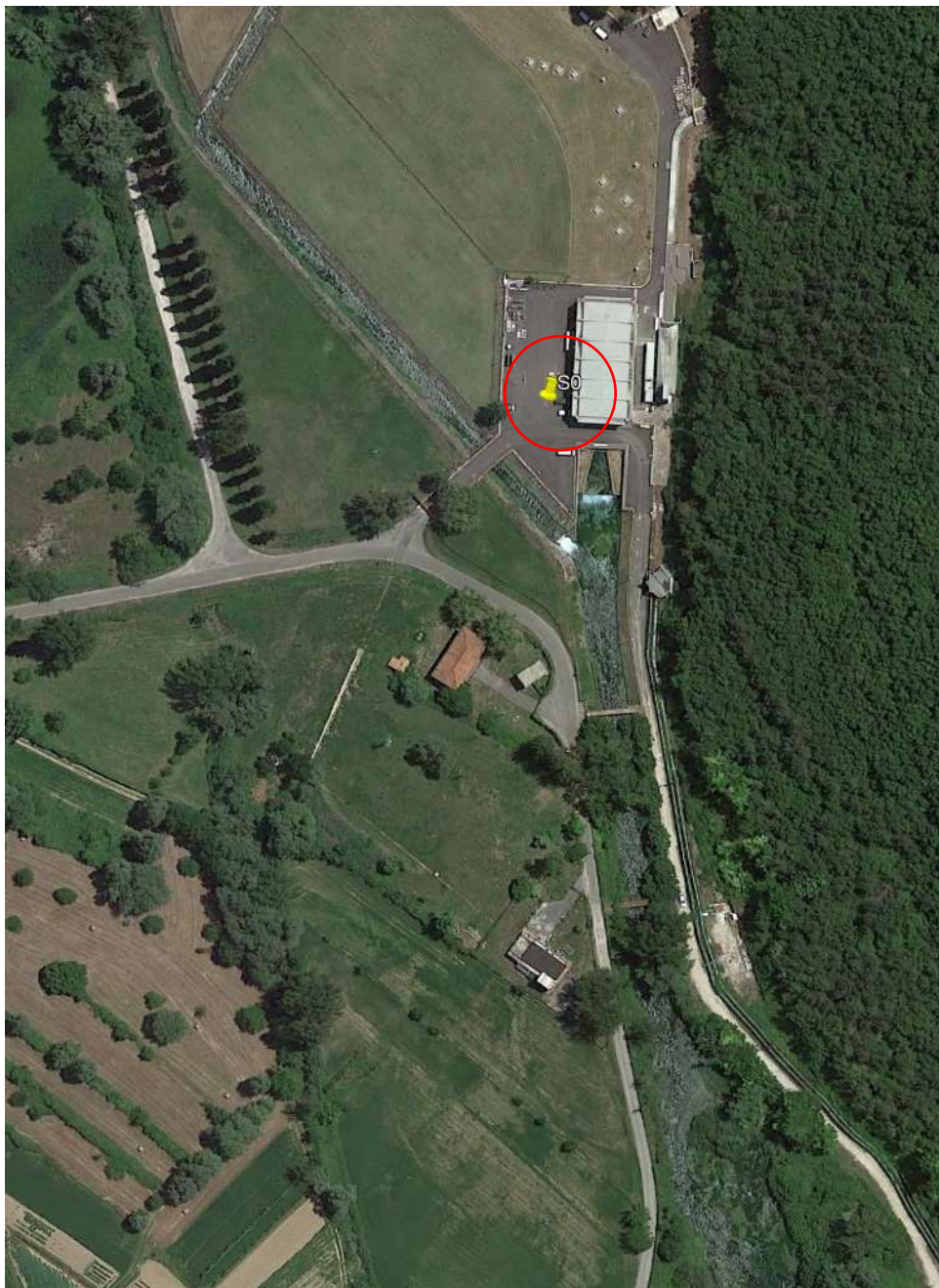


Figura 6-5 – Ubicazione sondaggio S0 - Fonte: Google Earth

Nella Figura 6-6 viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S0.

Committente: Acea Elabori S.p.A.	Sondaggio: S0
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell'Acquedotto del Peschiera	Data: 01-02/05/2019
Coordinate: 42.365934° N; 13.005264° E	Quota: 410 m slm
Perforazione: Carotaggio Continuo	

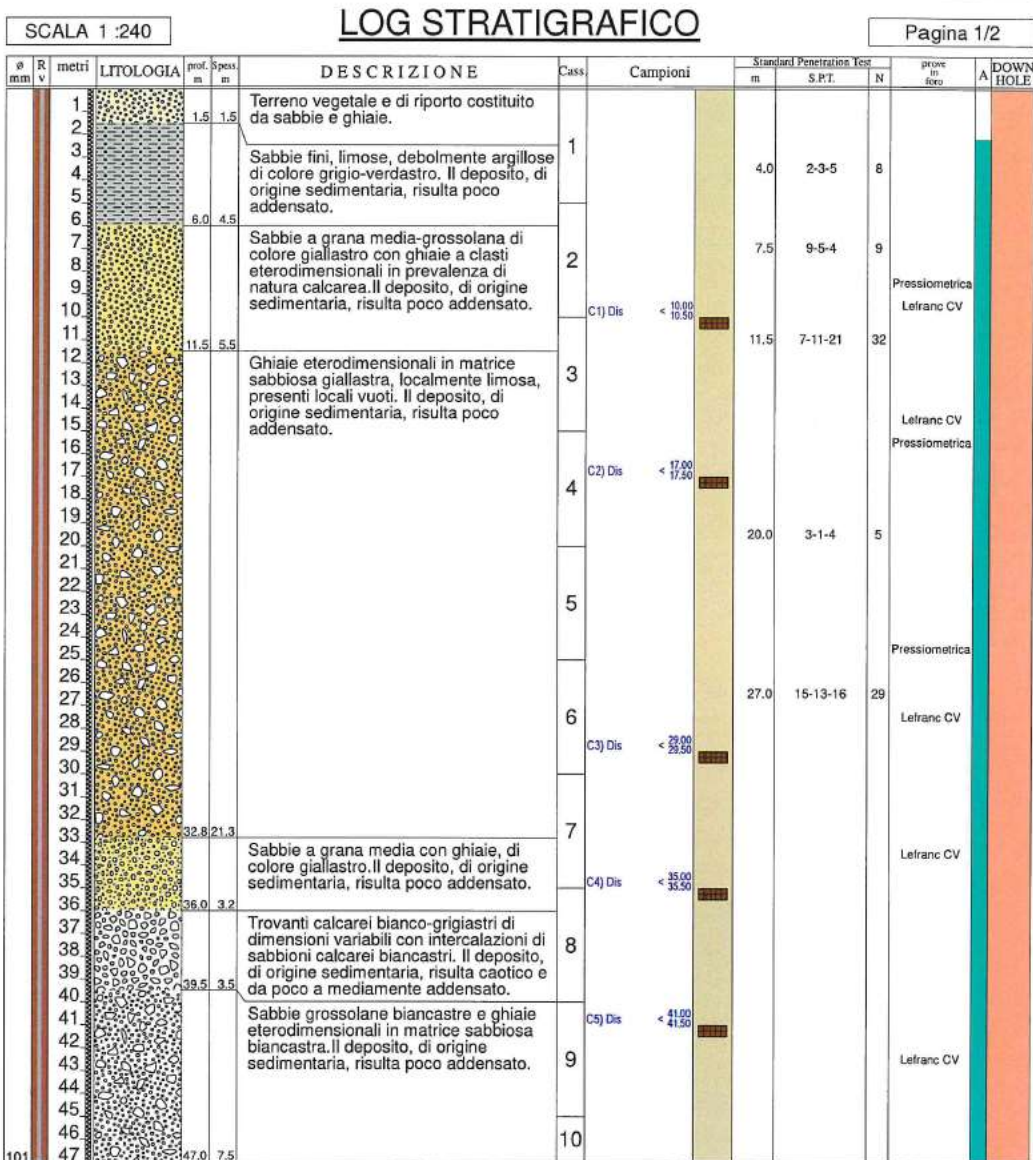


Figura 6-6 – Scheda stratigrafica del sondaggio S0

6.3.1. Prove SPT (*Standard Penetration Test*)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 1 – Risultati della prova SPT – Sondaggio S0

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N _{spt}
S0	4.0	8
S0	7.5	9
S0	11.5	32
S0	20.0	5
S0	27.0	29

6.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni.

Tabella 2 – Risultati delle prove di laboratorio

Riferimento			Caratteristiche fisiche							Limiti di consistenza				Granulometria			Compr.			E'dometrica							
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m.	W %	Y 3000g	Y _{1000g}	Y _{200g}	Y _{100g}	Indice plast.	Pres. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Lim. %	Argilla %	σ MPa	φ °	c MPa	24.5 MPa	49.0 MPa	98.0 MPa	196.0 MPa	392.0 MPa	
S0	C1	10.00 - 10.50	22.5				26.0				24.9	20.1	4.8	0.51	8.3	67.0	21.7	3.0									
S0	C2	17.00 - 17.50	16.4				26.6								61.9	34.5	2.6	1.0									
S0	C3	29.00 - 29.50	19.9				26.5								65.0	28.7	5.1	1.2									
S0	C4	35.00 - 35.50	24.3				25.5								35.2	59.4	3.8	1.6									
S0	C5	41.00 - 41.50	18.8				26.5								57.3	38.4	2.6	1.7									

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio S0, si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) al di sopra di un deposito sabbioso con ghiaia (UG2) che raggiunge una profondità circa 11.5 m dal p.c. A seguire si trova uno strato costituito da ghiaie in matrice sabbiosa localmente limosa (UG3.1, UG3.2 e UG3.3), fino a profondità circa 36 m dal piano campagna. Nelle profondità maggiori, è presente un banco di terreno formato da sabbie grossolane e ghiaie per uno spessore circa 9 m (UG4-1 e UG4.2). Al di sotto di questo strato e fino alla profondità 52.5 dal p.c. è presente un deposito di ghiaie in matrice sabbiosa (UG5). Per le profondità maggiori, fino a 60 m da p.c., sono stati riscontrati i trovanti calcarei (UG6). Per le profondità maggiori di 60 m da piano campagna si ha la presenza di calcari micritici a ridotta componente marnosa (UG7). Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Tabella 3 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	V_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
1	0.0 – 5.5	Terreno vegetale e di riporto e sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	16.0	190	25	0	2.0
2	5.5 – 11.5	Sabbie a grana media grossolana con ghiaie eterodimensionali	18.5	421	30 - 33	0	4.0
3.1	11.5 – 22.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa, localmente limosa	19.0	600	33	0	6.0 - 10.0
3.2	22.5 – 32.5		19.0	470	-		
3.3	32.5 – 36.0		18.5	546	36		
4.1	36.0 – 40.5	Sabbie grossolane e ghiaie eterodimensionali calcaree	19.5	678	35 - 38	0	10.0 - 12.0
4.2	40.5 – 45.0		19.5	415			
5	45.0 – 52.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa	19.5	600	35 - 38	0	12.0 - 14.0
6	52.5 – 60.0	Trovanti calcarei eterodimensionali con intercalazioni di sabbioni calcarei	20.0	700	38	0	14.0 - 16.0
7	> 60.0	Calcari micritici a ridotta componente marnosa	26.0	800	-	-	-

Profondità falda (dal p.c.) = falda a piano campagna (0 metri)

Profondità bedrock (dal p.c.) = -60 metri

***Valore riferito alla frazione fine**

6.3.3. Prova Down-Hole

In corrispondenza del sondaggio S0 è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica *down-hole* (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico *down-hole* viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all’interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Tabella 4 – Risultati della prova down-hole – Sondaggio S0

Profondità	V _p medio	V _s medio	γ medio	v medio	G medio	Ed medio	E medio	Ev medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kN/mc)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1.99	90.83	54.40	14.44	0.22	4.36	12.14	10.63	6.34
5.58	372.41	182.14	18.37	0.34	62.13	259.73	166.85	176.89
11.86	875.87	420.91	20.98	0.35	378.95	1640.91	1023.06	1135.64
22.88	1236.81	599.56	21.72	0.35	796.14	3387.86	2143.86	2326.34
33.25	1053.86	470.08	20.98	0.38	472.78	2376.18	1300.91	1745.81
36.71	1295.88	546.6	22.23	0.39	677.22	3806.40	1885.09	2903.44
41.25	1576.39	678.62	22.62	0.39	1062.10	5731.04	2944.69	4314.9
46.04	902.07	415.8	21.15	0.37	372.84	1754.87	1017.95	1257.74

V_{s,eq} [m/sec] (H=30.00 m): 286.4

Categoria del suolo C

Dove:

Coefficiente di Poisson medio:

$$v_{\text{medio}} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

Modulo di deformazione a taglio medio:

$$G_{\text{medio}} = \rho V_s^2$$

Modulo di compressibilità edometrica medio

$$E_{\text{dmedio}} = \rho V_p^2$$

Modulo di Young medio

$$E_{\text{medio}} = 2\rho V_s^2 (1 + \nu)$$

Modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$E_{\text{vmedio}} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

Per quanto concerne la stima dei moduli elastici operativi (E_{op}) è stato riferimento alla curva del degrado dei moduli iniziali Atkinson e Salfors (1991), Figura 6-7. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell'ordine di 1/5 di quella iniziale.

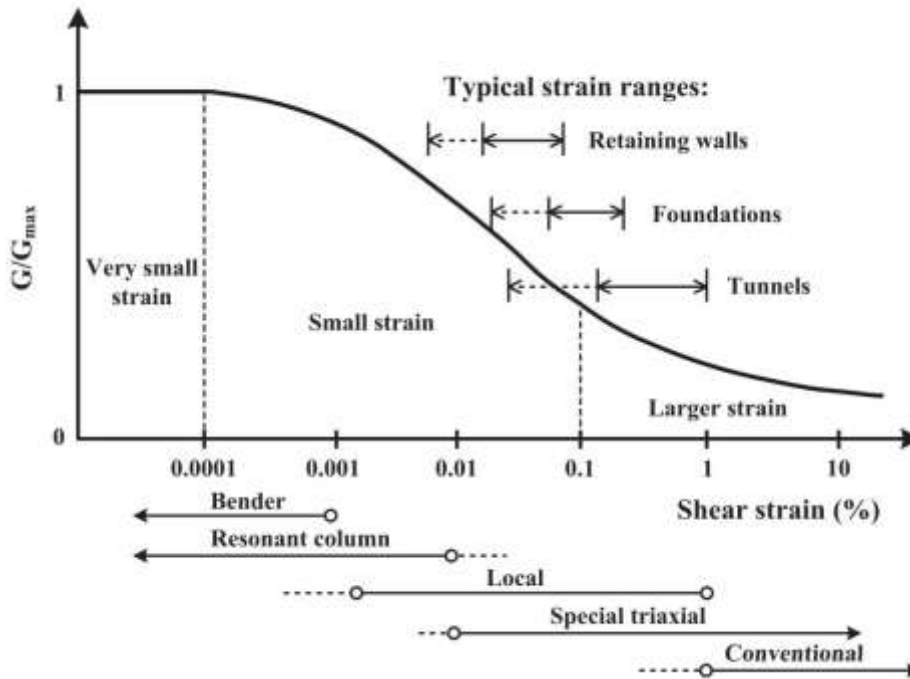


Figura 6-7 - Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Atkinson 2000)

6.3.1.1 Categoria di sottosuolo

Ai sensi del D.M. 17.01.2018 ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 5 (Tab. 3.2.II delle NTC2018), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$.

Tabella 5 – Categorie di sottosuolo che permettono utilizzo dell’approccio semplificato – NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Si riporta in seguito i risultati della prova down-hole eseguita nel foro di sondaggio S0.

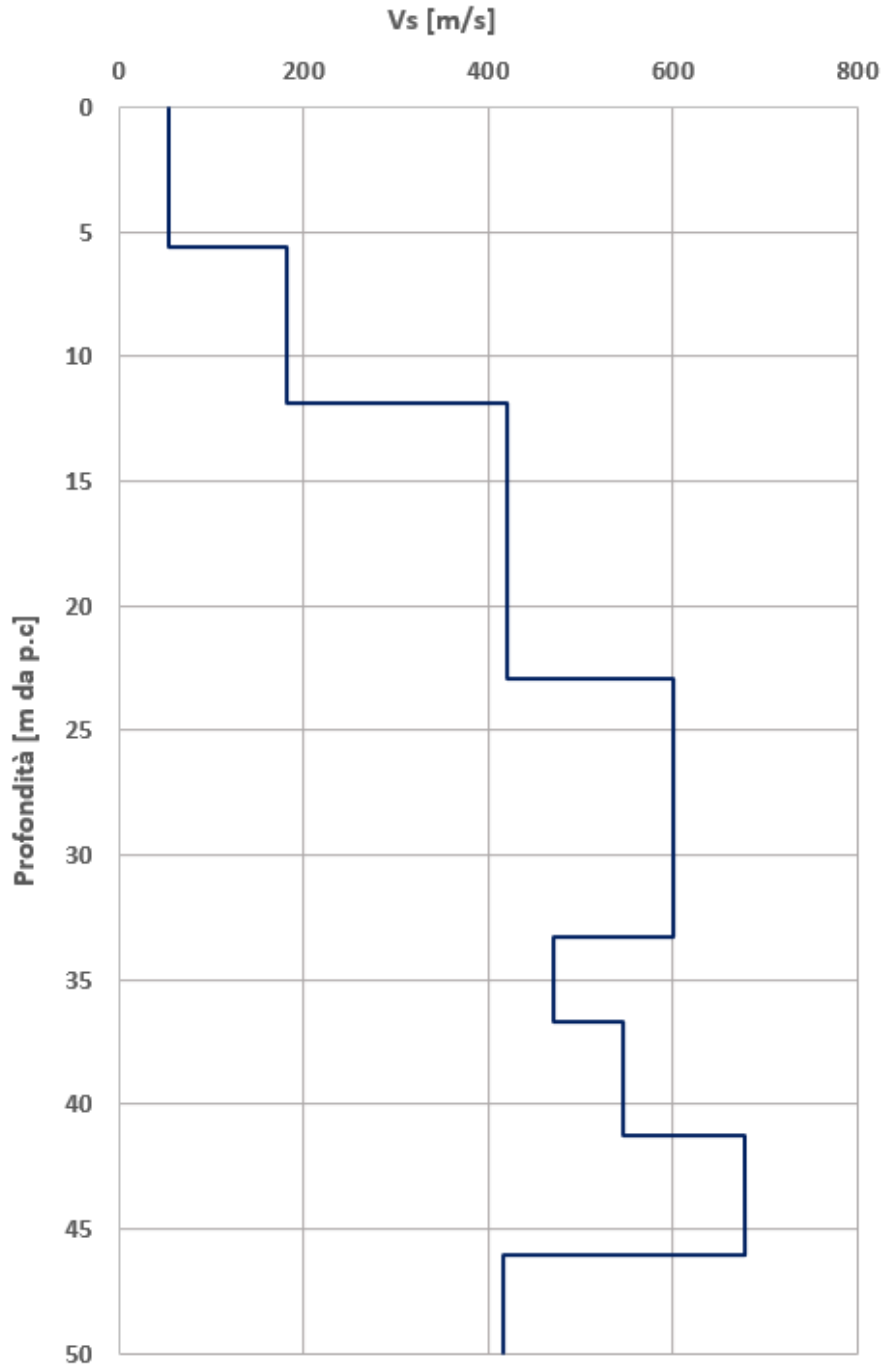


Figura 6-8 – Velocità delle onde di taglio dalla prova down-hole

6.4 Analisi dei carichi

6.4.1. *Peso proprio*

Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

6.4.2. *Carichi accidentali*

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

6.4.3. *Azione sismica*

L’azione sismica è stata omessa nelle analisi in quanto le opere sono provvisorie, con una durata minore di 2 anni.

6.4.4. *Spinta del terreno*

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

6.5 Verifiche palancolato metallico

6.5.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

6.5.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

6.6 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_R)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

6.7 Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento del palancolato metallico provvisorio in corrispondenza del Manufatto di Origine Canale. Il modello per l’opera di sostegno è stato realizzato con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU.

6.7.1. Sezione A-A

Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 6 – Modello geotecnico – Sezione A-A

	Terreni	c' [kPa]	α' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	0	25	$E_{vc} = 33000$ $E_{ur} = 52800$
	UG2 Sabbia / Ghiaia	0	30	$E_{vc} = 33000$ $E_{ur} = 52800$
	UG3-1 Sabbia / Ghiaia	0	33	$E_{vc} = 205000$ $E_{ur} = 328000$
	UG3-2 Sabbia / Ghiaia	0	33	$E_{vc} = 260000$ $E_{ur} = 416000$
	UG3-3 Sabbia / Ghiaia	0	33	$E_{vc} = 260000$ $E_{ur} = 416000$
	UG4-1 Sabbia / Ghiaia	0	35	$E_{vc} = 377000$ $E_{ur} = 603200$
	UG4-2 Sabbia / Ghiaia	0	35	$E_{vc} = 204000$ $E_{ur} = 326400$
	UG5 Sabbia / Ghiaia	0	35	$E_{vc} = 204000$ $E_{ur} = 326400$
	UG6 Sabbia / Ghiaia	0	38	$E_{vc} = 204000$ $E_{ur} = 326400$

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

1. Stato geostatico iniziale.
2. Getto delle palancole metalliche e attivazione del sovraccarico di cantiere.
3. Scavo alla quota di -1.5 m da p.c. e l’aggottamento di acqua al fine di realizzare i puntoni.
4. Installazione i puntoni in sommità delle palancole, applicando una molla elastica.
5. Scavo fino alla quota di -3.0 da p.c.
6. Raggiungimento quota di fondo scavo (-4.3 m da p.c.).

Di seguito la rappresentazione grafica degli stage sopra descritti:

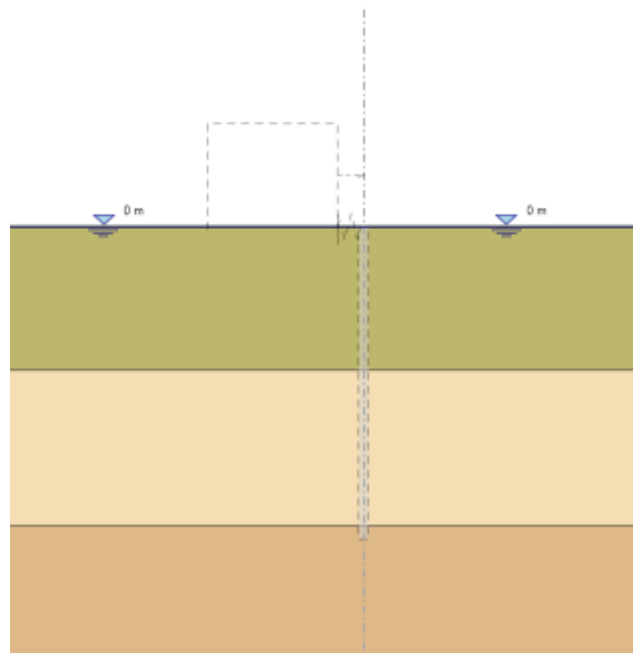


Figura 6-9 – Fase 1

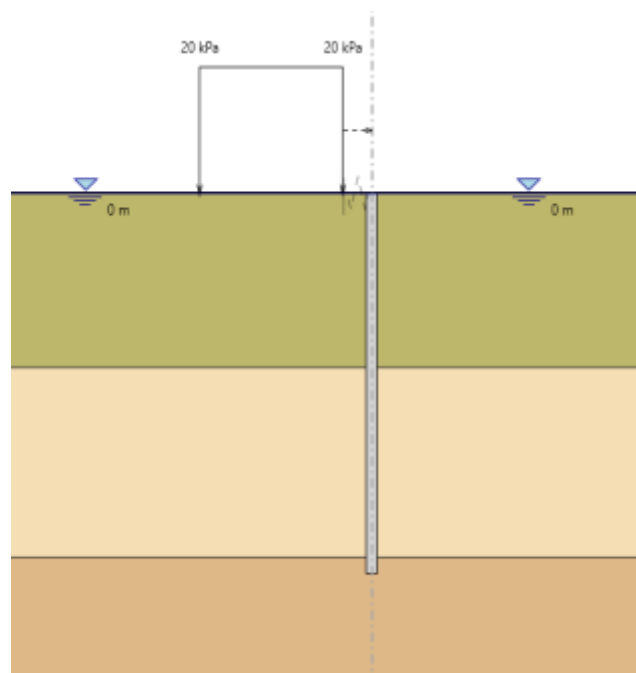


Figura 6-10 – Fase 2

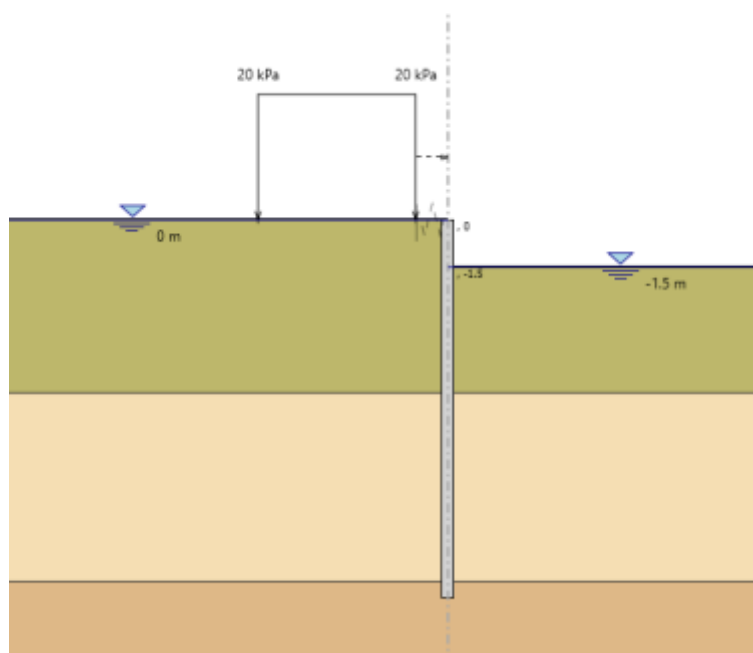


Figura 6-11 – Fase 3

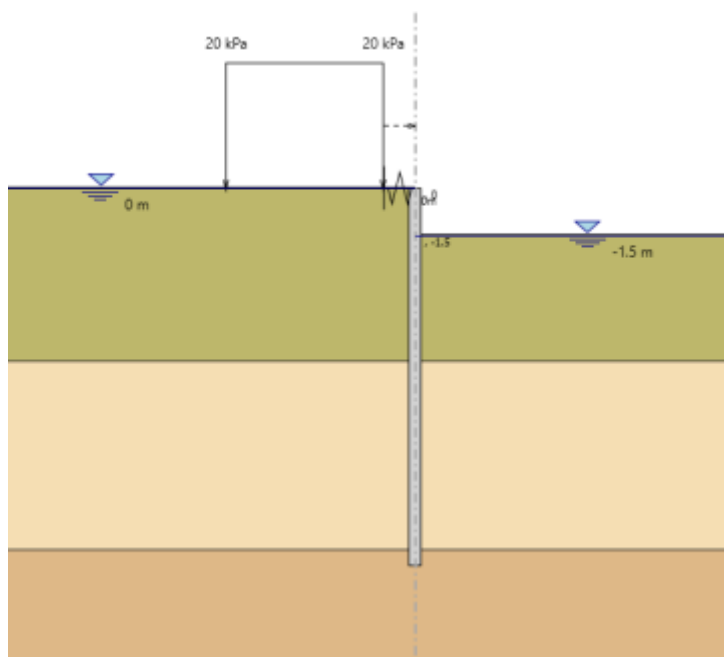


Figura 6-12 – Fase 4

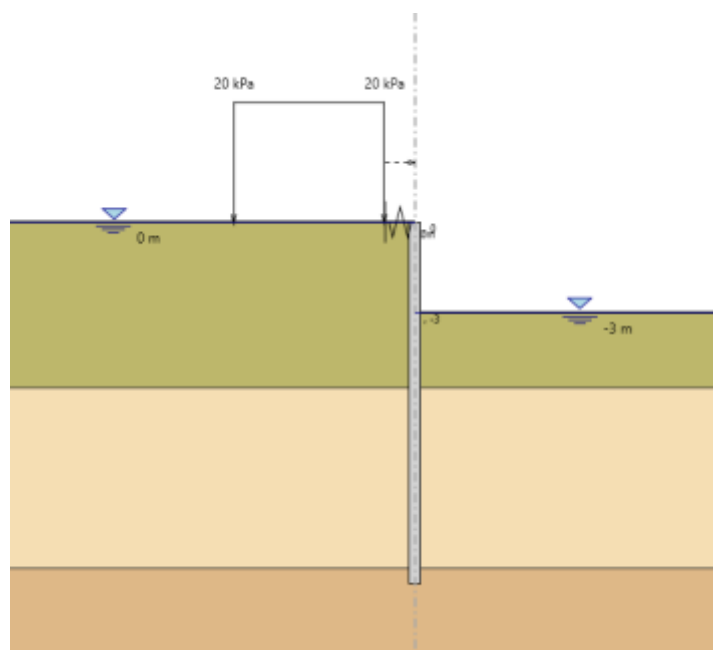


Figura 6-13 – Fase 5

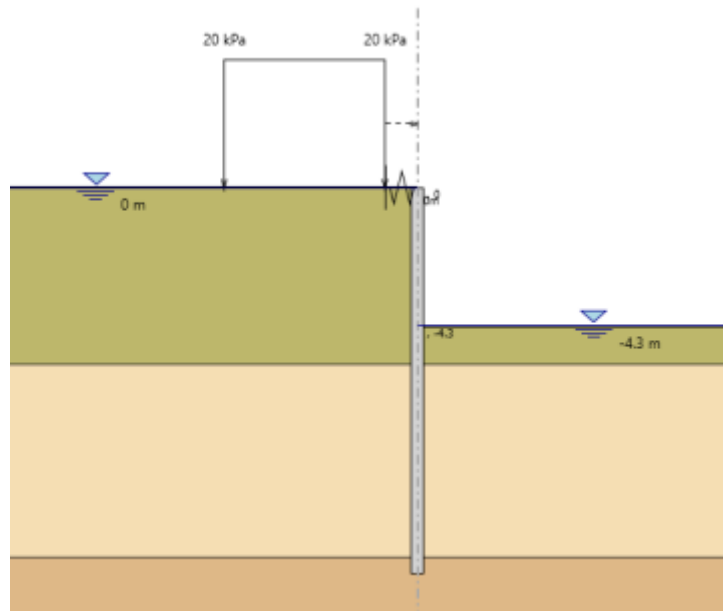


Figura 6-14 – Fase 6

6.7.1.1 Calcolo rigidità del sistema di puntonamento

Il modello sviluppato con paratie plus vede una paratia di palancole con un ordine di puntoni in testa alla paratia.

Al fine di avere libera l’area dello scavo si prevedono dei puntoni inclinati.

I puntoni inclinati sono delle travi HEM-500, quest’ultime puntano su travi HEM-650 che fungono da cordolo.

Per la taratura delle molle da considerare come simulazione del sistema di puntonamento, è stato considerato un modello di telaio di puntonamento formato da travi perimetrali HEM-650 e puntoni HEM500 posti in testa alla paratia.

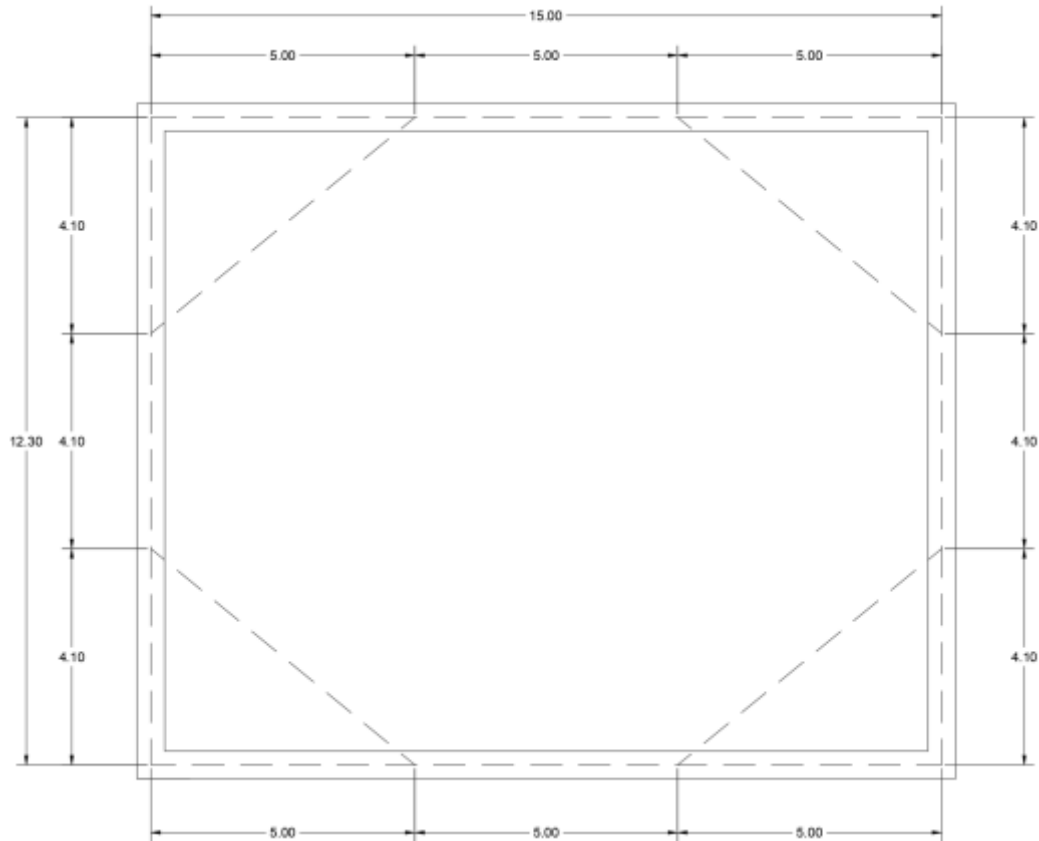


Figura 6-15 – Geometria telaio di puntonamento

Caricando la struttura con un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale subito dal sistema in corrispondenza del lato considerato come rappresentativo della sezione di calcolo. Invertendo tale valore è stato ricavato il valore di rigidezza equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

Per il modello sviluppato per il primo ordine di puntoni, si ottiene il seguente valore di spostamento pari a 0.185 mm; ne consegue una rigidezza $k=5405.41$ kN/m delle molle.

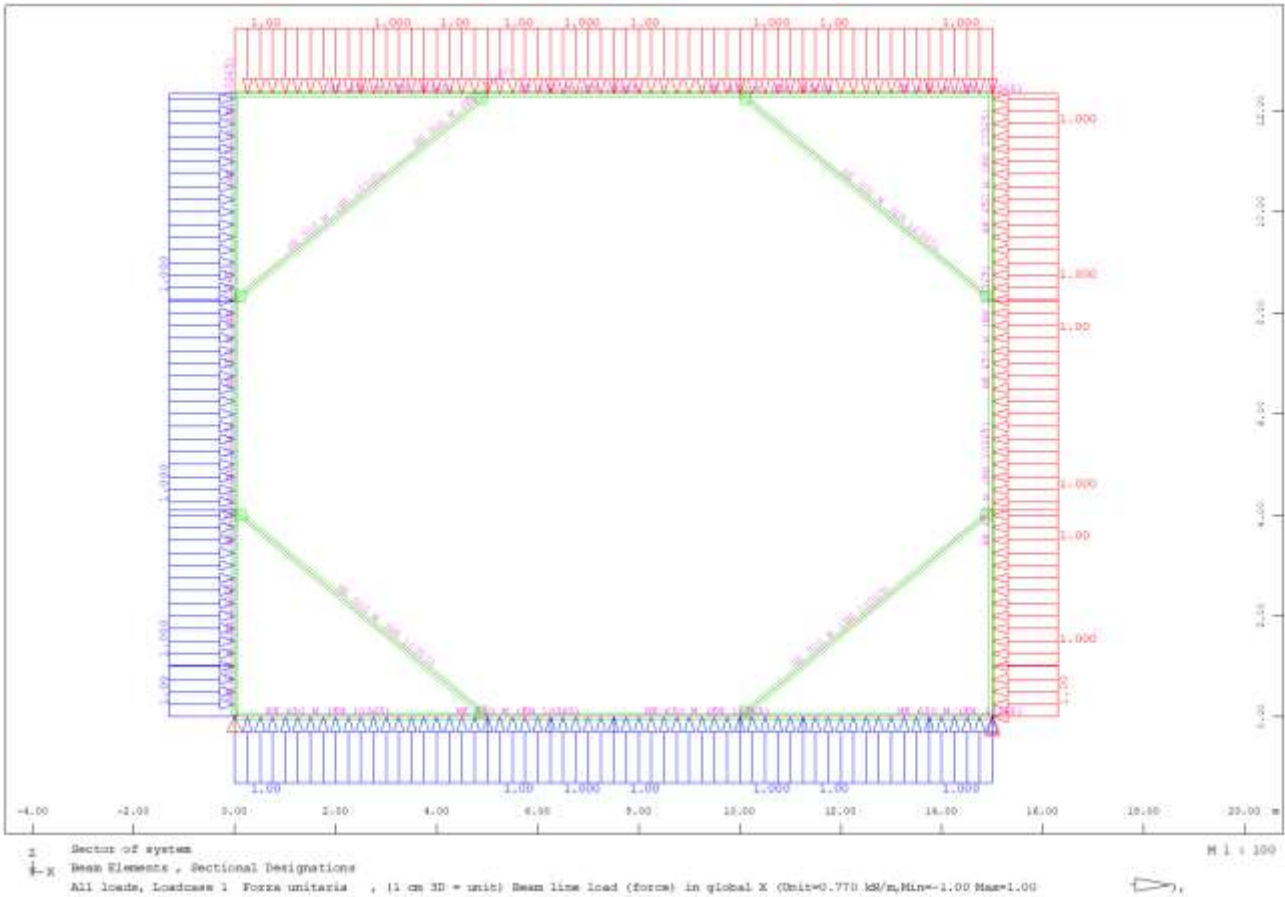


Figura 6-16 – Geometria del telaio modellata nel software Sofistik

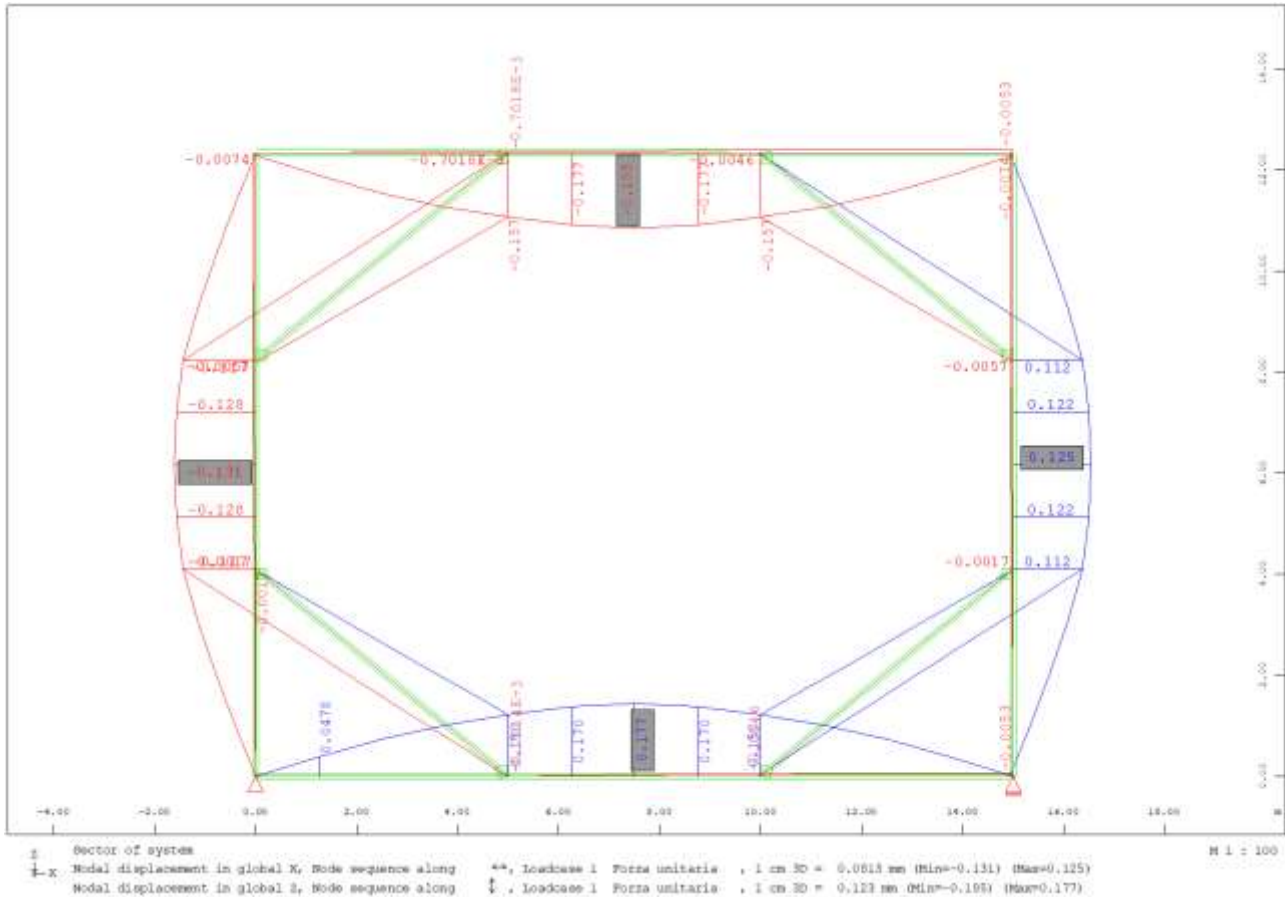


Figura 6-17 – Spostamenti ottenuti con l’applicazione di un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m

6.8 Risultati – Sezione A-A

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

6.8.1. *Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)*

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1).

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 235.38 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; momento flettente massimo

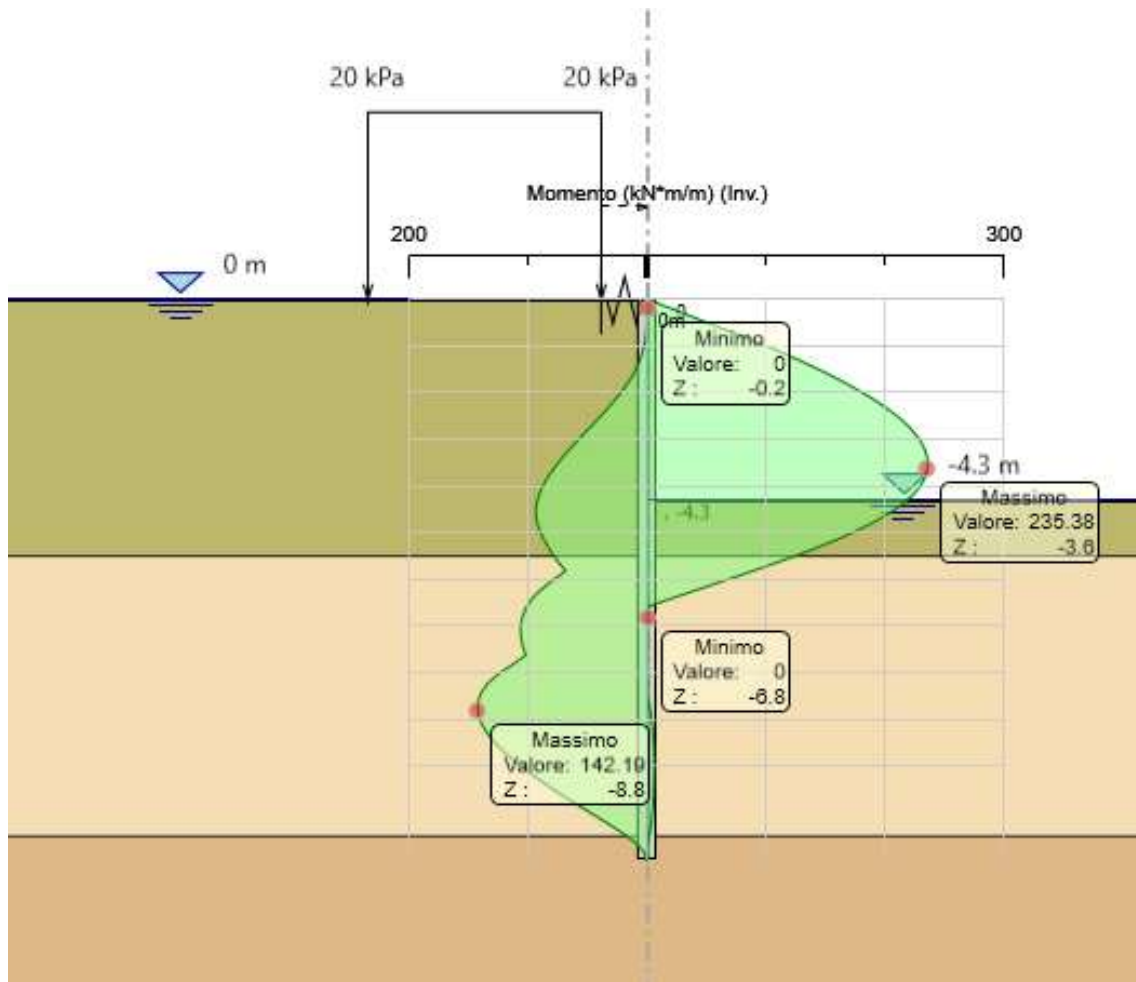


Figura 6-18 – Diagramma del momento flettente – sezione A-A

Il diagramma del taglio:

$T_{max} = 116.26 \text{ kN/m}$; taglio massimo

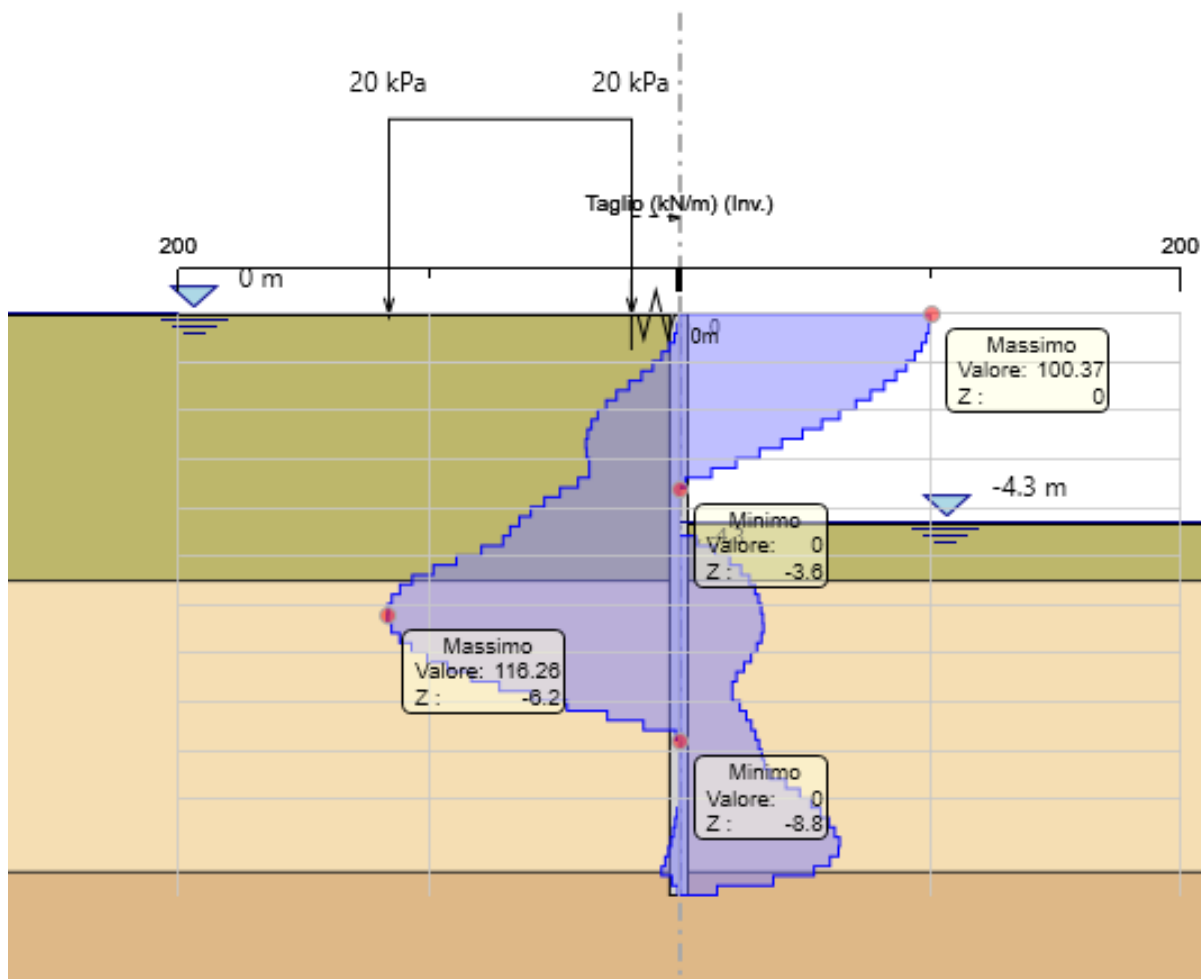


Figura 6-19 – Diagramma del taglio – sezione A-A

6.8.2. *Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)*

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 3.67 cm. Tali spostamenti sono accettabili in quanto l’opera di sostegno è provvisoria con una durata minore di 2 anni.

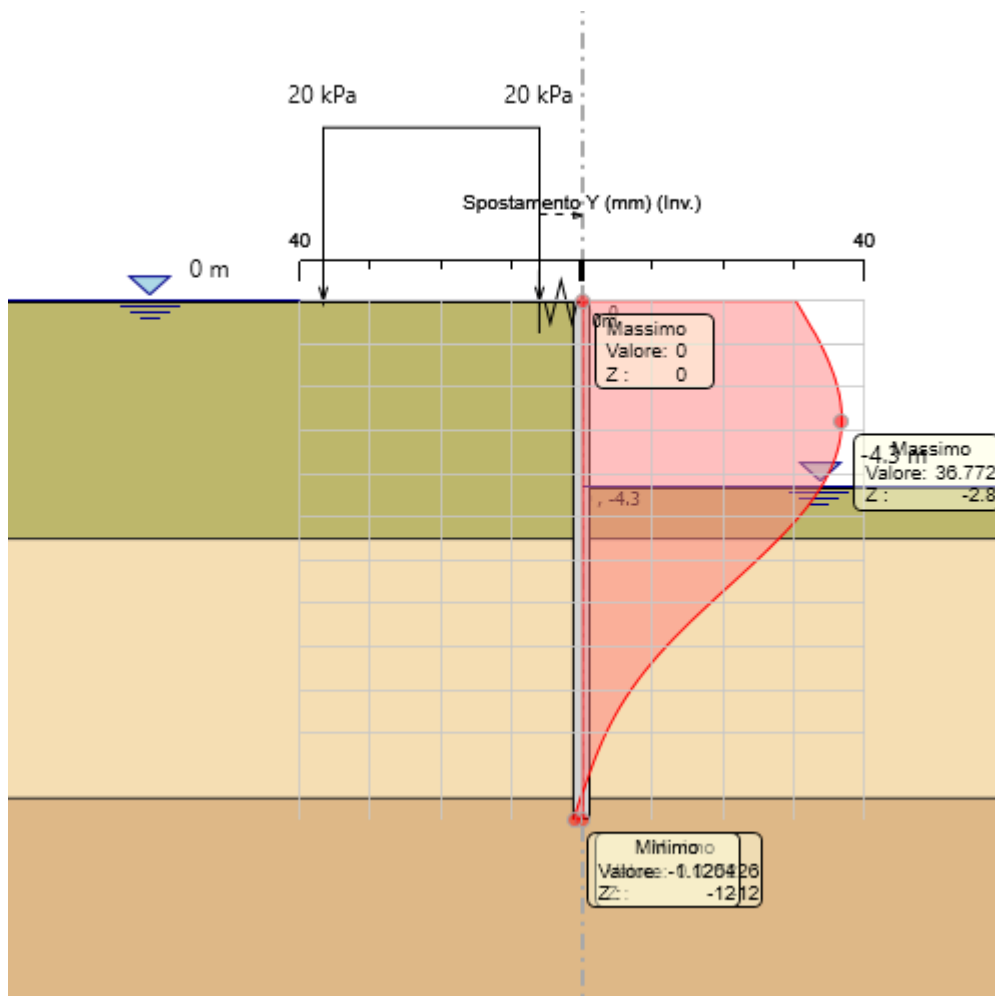


Figura 6-20 – Diagramma spostamenti – sezione A-A

6.8.3. Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici

6.8.1.1 Sifonamento (HYD)

L’opera geotecnica è stata verificata nei confronti del possibile stato limite di sifonamento.

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_x = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_x = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_x = 2$.

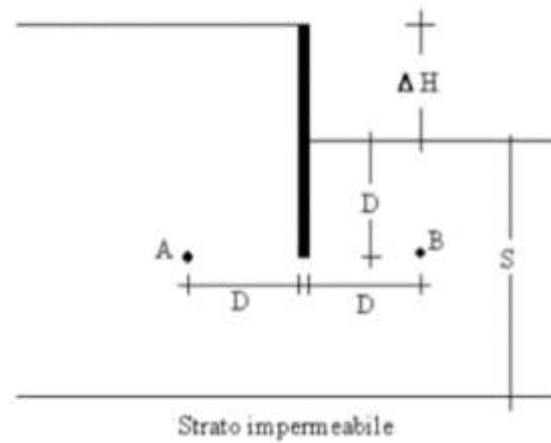
In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da pre-fissare e giustificare esplicitamente.

$$1a) \frac{i_c}{i_m} > 3 \quad i_m = \frac{\Delta H}{\Delta H + 2D}$$

$$2a) \frac{i_c}{i_E} > 2 \quad i_E = \frac{\Delta H}{D}$$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$


punta palancola	12.00	m
fondo scavo	4.30	m
D	7.70	m
h monte	0.00	m
h valle	4.30	m
ΔH	4.30	m
i_m	0.22	-
γ'	7.57	kN/m ³
γ_w	9.81	kN/m ⁴
i_c	0.77	-
FS	3.53	-



6.8.4. Verifiche degli elementi strutturali

6.8.1.2 Palancole

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per il palancolato metallico con la sezione trasversale di tipo AZ 18 in accordo con i criteri di verifica dell'Eurocodice 3 (Par. 5.2.2; UNI EN 1993-5: 2007- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole).



Section	Width		Height		Thickness		Sectional area	Mass		Moment of inertia	Elastic section modulus	Static moment	Plastic section modulus	Class ¹⁾																			
	b	h	t	s	single pile	wall		cm ² /m	kg/m					kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	2	2	3	3	3	3									
AZ[®]																																	
AZ 18 ²⁾	630	380	9.5	9.5	150	74.4	118	34200	1800	1050	2104	2	2	2	3	3	3	3	3	3													

Figura 6-21 – Caratteristiche del profilo AZ 18 - ArcelorMittal

6.8.1.3 Verifica a flessione

La verifica della palancola a flessione risulta soddisfatta se $M_{c,Rd} > M_{ed}$.

- Class 1 or 2 cross-sections: $M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$

- Class 3 cross-sections: $M_{c,Rd} = \beta_B W_{el} f_y / \gamma_{M0}$

dove:

W_{el} is the elastic section modulus determined for a continuous wall;

W_{pl} is the plastic section modulus determined for a continuous wall;

β_B is a factor that takes account of a possible lack of shear force transmission in the interlocks and has the following values:

$\beta_B = 1,0$ for Z-piles and triple U-piles

$\beta_B \leq [1,0]$ for single and double U-piles

VERIFICA A FLESSIONE		
W_{el}	0.0018	m ³ /m
f_{yk}	355	N/mm ²
γ_{m0}	1.05	
β_B	1	
$M_{c,Rd}$	608.57	kNm/m
M_{ed}	235.38	kNm/m
$M_{ed}/M_{c,Rd}$	0.39	< 1

6.8.1.3 Verifica a taglio

La verifica della palanca a taglio risulta soddisfatta se $V_{pl,Rd} > T_{sd}$.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

dove: $A_v = t_w (h - 2t_f)$

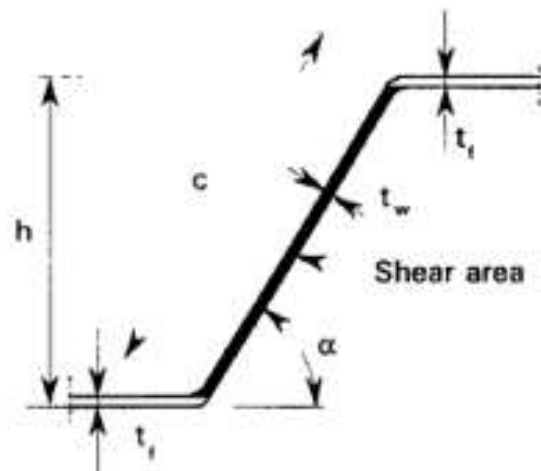


Figura 6-22 – Definizione dell'area di taglio per Z-piles

VERIFICA A TAGLIO		
tw	9.5	mm
h	380	mm
tf	9.5	mm
Av	3429.5	mm ²
Vpl,rd	669.44	kN/m
Tsd	116.26	kN/m
Tsd/Vpl,rd	0.17	< 1

6.8.1.4 Puntoni

Il sistema di puntonamento è realizzato da travi perimetrali HEM-650 e puntoni interni d’angolo HEM-500. La reazione sui puntoni, ovvero sulle molle inserite nel software di calcolo paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema di puntonamento al fine di effettuarne le verifiche. La reazione massima vale 100.4 kN/m. Tale valore viene applicato al sistema di puntonamento:

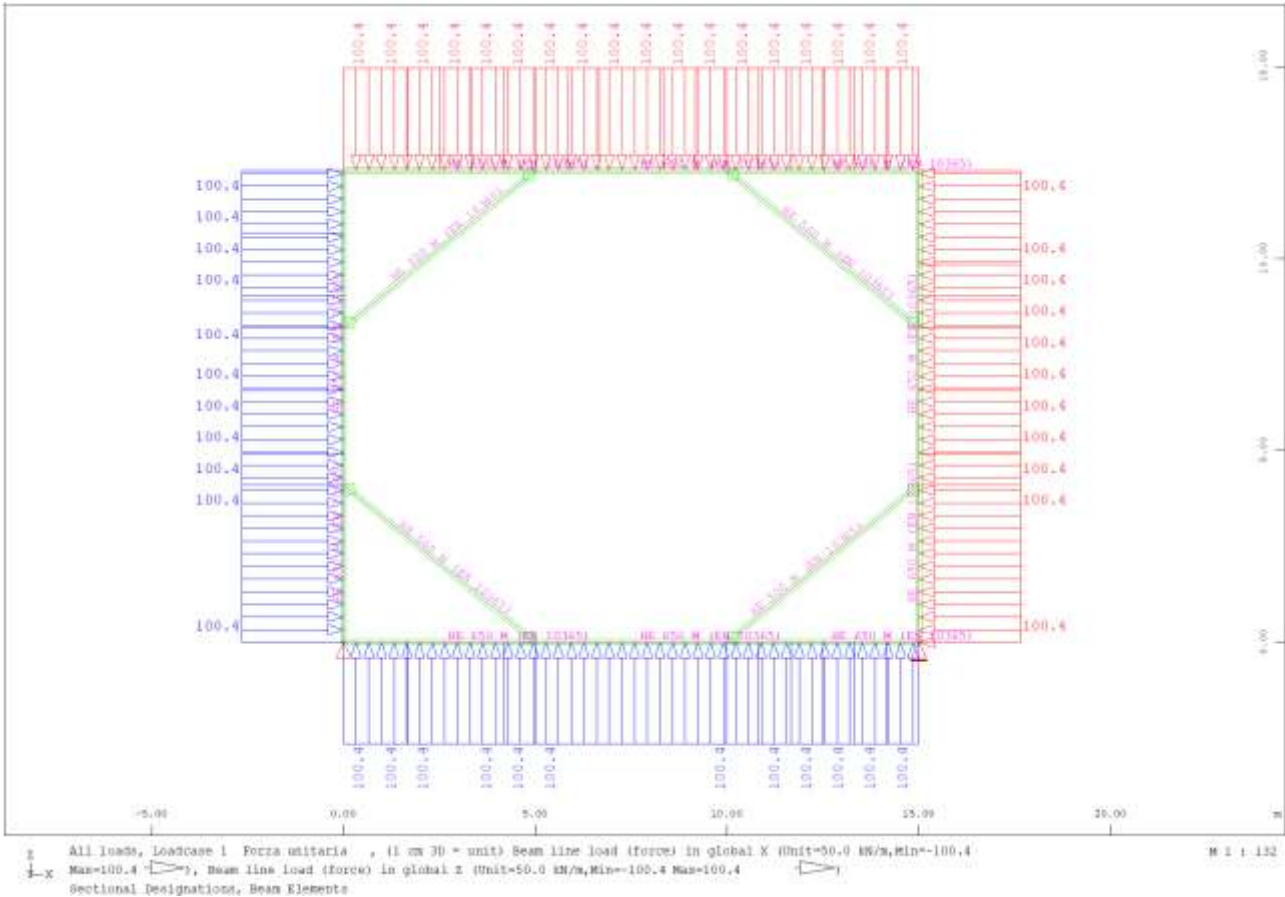


Figura 6-23 – Applicazione del carico sul sistema di puntone

Le sollecitazioni agenti nel piano sono le seguenti:

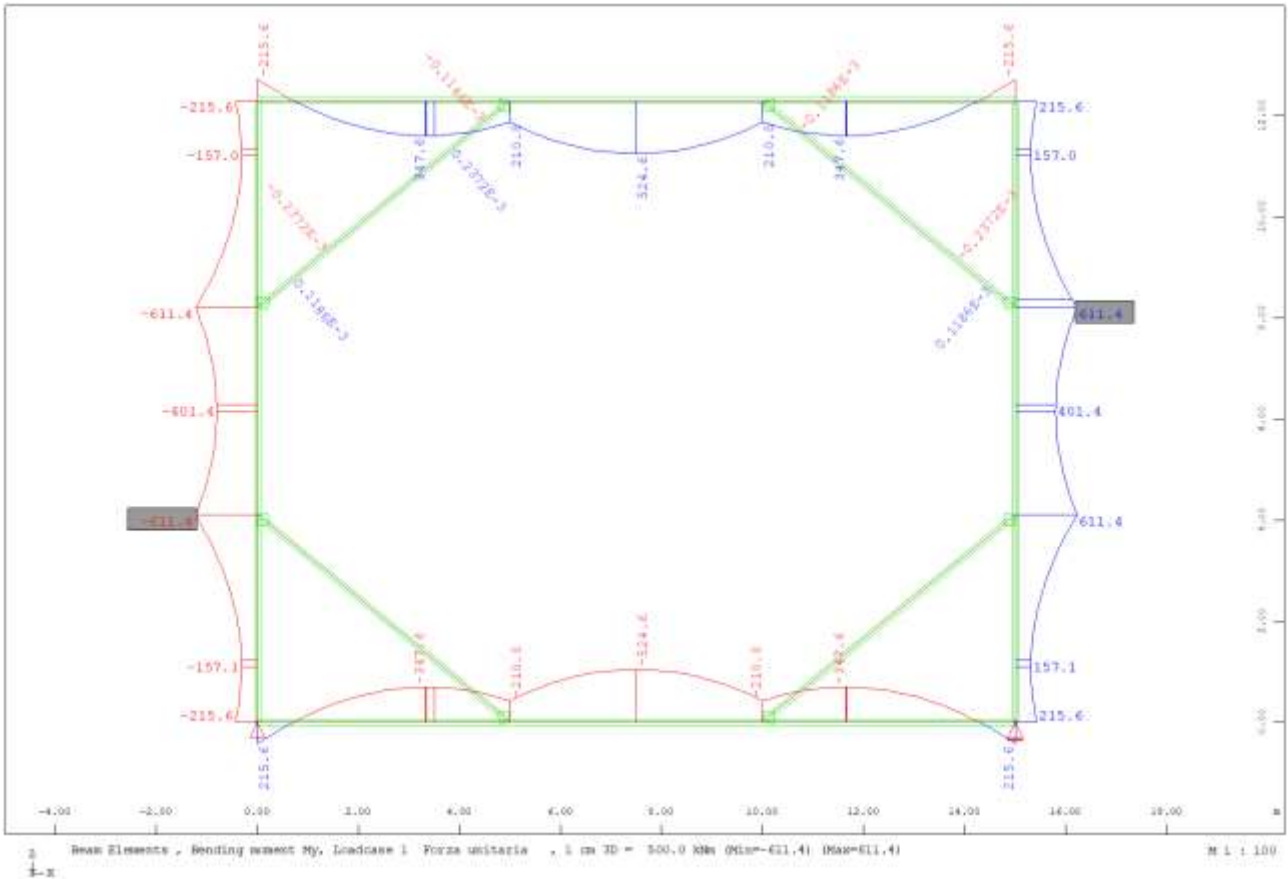


Figura 6-24 – Diagramma del momento flettente

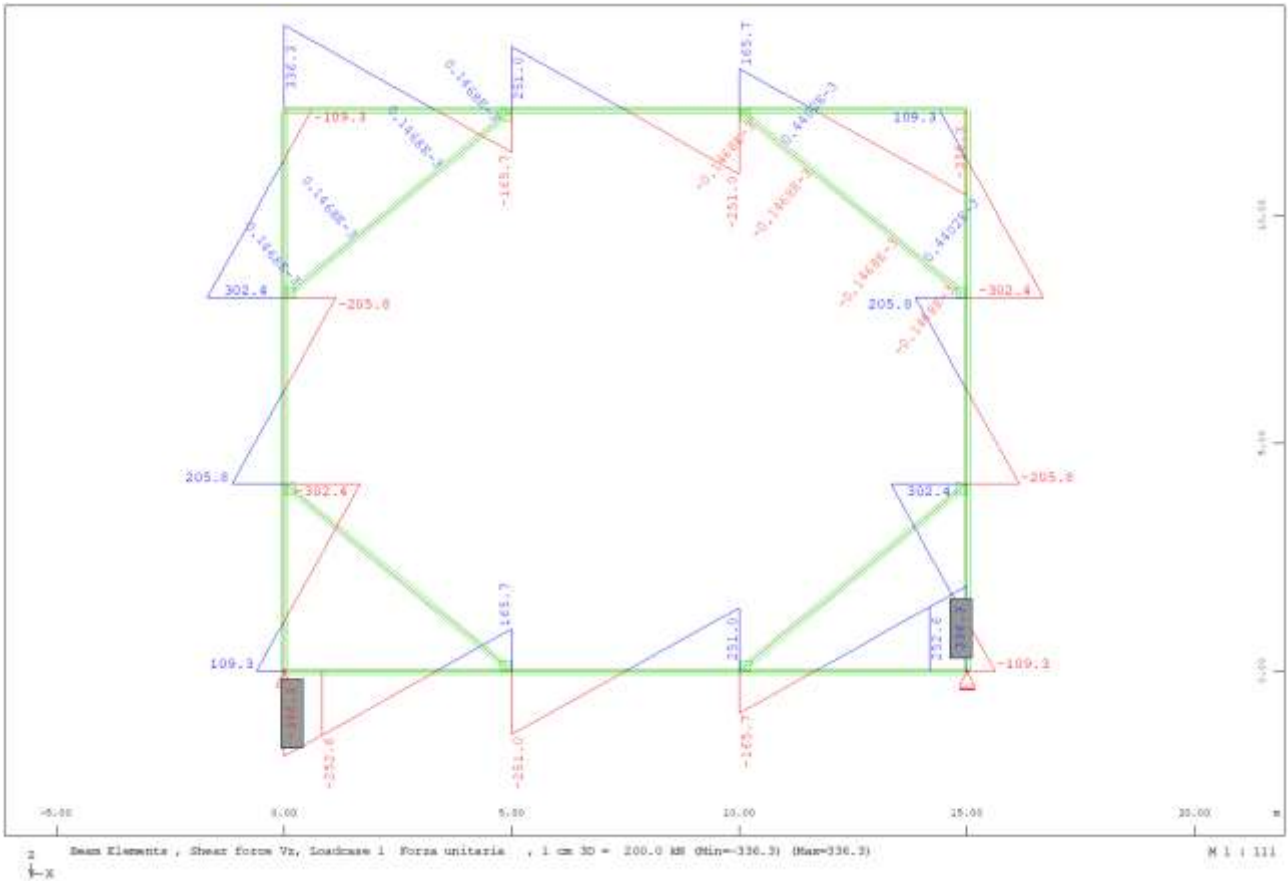


Figura 6-25 – Diagramma del taglio

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion		Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
3	Centric compression	$\sigma-n,c$	10.07	261.90	MPa	0.038	2122	10028	0.000
	Centric tension	$\sigma-n,t$		261.90	MPa				
	Longitud. compressive stress	$\sigma-x$	46.32	261.90	MPa	0.177	2122	10028	0.000
	Longitud. tensile stress	$\sigma+x$	31.75	261.90	MPa	0.121	2122	10005	0.820
	Shear stress	τ	13.73	151.21	MPa	0.091	2122	10011	0.000
	Von Mises stress	$\sigma-v$	46.32	261.90	MPa	0.177	2122	10028	0.000
	Shear in weldings			233.66	MPa				
	Plate slenderness c/t			1.00					
	Used safety factor	$\gamma-m\theta$		1.05	[-]				
	Check for stress limits passed✓								

Il puntone scelto è un HEM-500 con classe di resistenza S275.

Le verifiche tensionali risultano essere verificate e si riporta la tabella a seguire estratta dal software di calcolo.

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion		Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
3	Centric compression	$\sigma-n,c$	9.54	261.90	MPa	0.036	2122	100001	0.000
	Centric tension	$\sigma-n,t$		261.90	MPa				
	Longitud. compressive stress	$\sigma-x$	9.54	261.90	MPa	0.036	2122	100001	0.000
	Longitud. tensile stress	$\sigma+x$		261.90	MPa				
	Shear stress	τ		151.21	MPa				
	Von Mises stress	$\sigma-v$	9.54	261.90	MPa	0.036	2122	100001	0.000
	Shear in weldings			233.66	MPa				
	Plate slenderness c/t			1.00					
	Used safety factor	$\gamma-m\theta$		1.05	[-]				
	Check for stress limits passed✓								

Segue il diagramma con indicazione dei tassi di lavoro degli elementi strutturali quali HEM-650 e HEM-500:

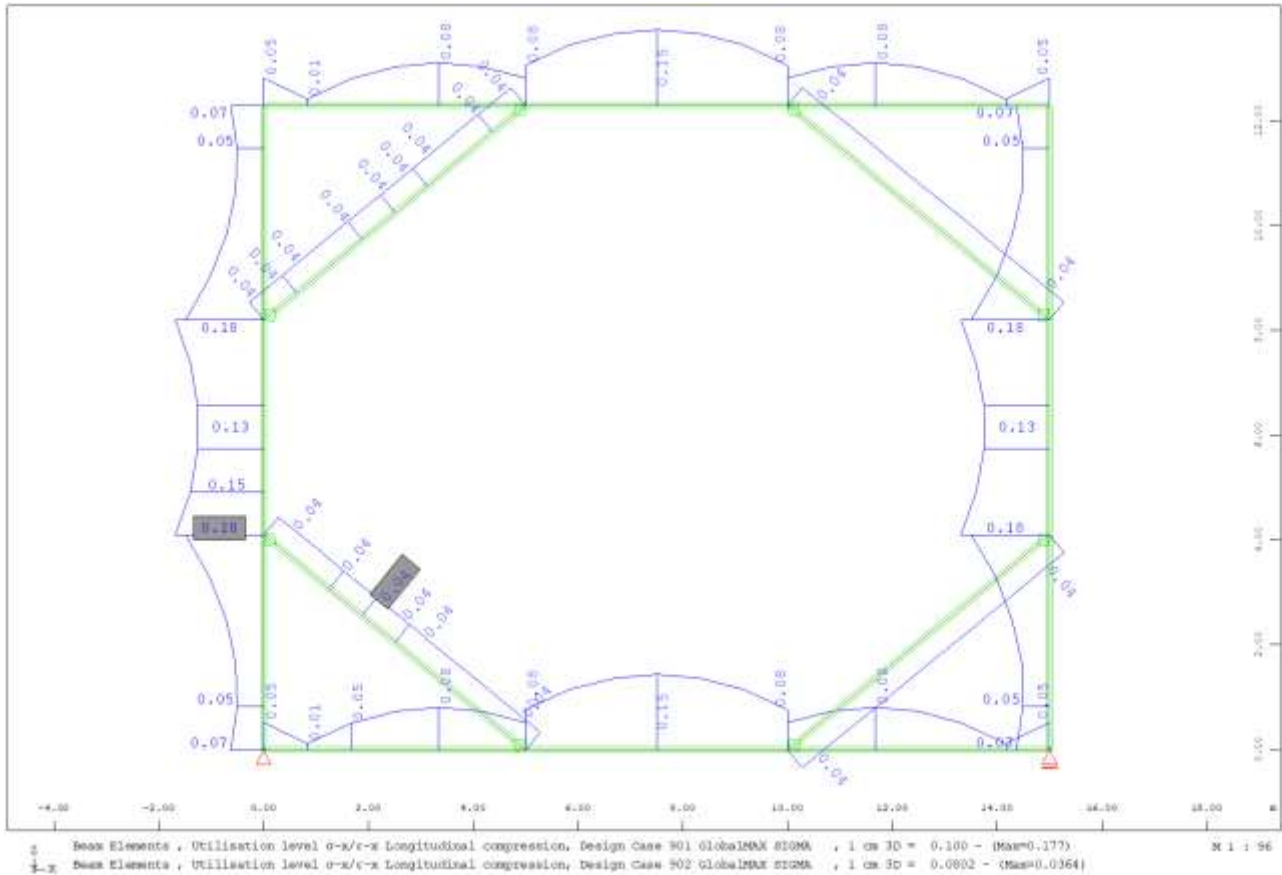


Figura 6-27 – Tasso di sfruttamento degli elementi

I tassi di lavoro sono tutti minori dell’unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Si riporta il massimo fattore di utilizzo in forma tabellare per le travi perimetrali HEM-650 lo sfruttamento massimo vale $0.18 \ll 1$.

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.177
HE 650 M (EN 10365)	0.177	0.121	0.091	0.177	-	-	-	-	-	0.050	
Total	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.177
	0.177	0.121	0.091	0.177	-	-	-	-	-	0.050	

N	normal force	τ	shear stress
Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	principal or von Mises stress
My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp,Mts	torsion (p)primary and (s)secondary	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	transverse reinforcements or concrete shear strength
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks

Il tasso di lavoro maggiore per il puntone HEM 500 vale ($Sfruttamento=0.036 < 1$) si riporta i risultato in forma tabellare:

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.036
HE 500 M (EN 10365)	0.036	0.000	0.000	0.036	-	-	-	-	-	0.017	
Total	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.036
	0.036	0.000	0.000	0.036	-	-	-	-	-	0.017	

N	normal force	τ	shear stress
Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	principal or von Mises stress
My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp,Mts	torsion (p)primary and (s)secondary	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	transverse reinforcements or concrete shear strength
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks

Si riporta la verifica a instabilità per carico di Eulero.

La luce teorica del puntone è di circa 6.50 metri.

Si riporta la verifica a instabilità mediante foglio excel per il puntone HEM-500.

N_{ed}	N_{ed}	γ_{M1}	A	f_{yk}	l	β	l_0	J	i	λ	$\lambda < 200$
[kN]	[N]		[mm ²]	[N/mm ²]	[mm]		[mm]	[mm ⁴]	[mm]		
657	657.200	1,10	34430	275	6500	1,0	6500	191500000	74,58	87	OK

E	N _{cr}	λ segnato	curva	α	ϕ	χ	$\chi < 1$	N _{b,Rd}	S.F.	VERICA
[N/mm ²]	[N]							[N]		N _{ed} < N _{b,Rd}
210'000	9.394.228	1,00	b	0,34	1,14	0,59	OK	5.117.413	7,79	OK

l	lunghezza dell'asta (considero metà altezza della colonna circa dove il momento cambia segno)
β	dipende dallo schema di vincolo (incastro appoggio)
i	raggio d'inerzia
λ	snellezza
l_0	lunghezza di libera inflessione
N _{cr}	carico critico

Verifica soddisfatta F.S=7.7

6.8.1.5 Caratteristiche dell'opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Palancolato metallico

Classe di resistenza: S355

Profilo: AZ 18

Lunghezza = 12 m

Sistema di puntonamento

Classe di resistenza: S275

Trave perimetrale: HEM-650

Puntoni interni d'angolo: HEM-500

7. NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE

Il seguente capitolo ha come oggetto il Progetto Definitivo delle opere provvisoriale in corrispondenza del manufatto NMP (Nuovo Manufatto di Partenza) relativo all'area delle sorgenti.

L'area di studio della nuova opera rientra nell'ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Castel Sant'Angelo.

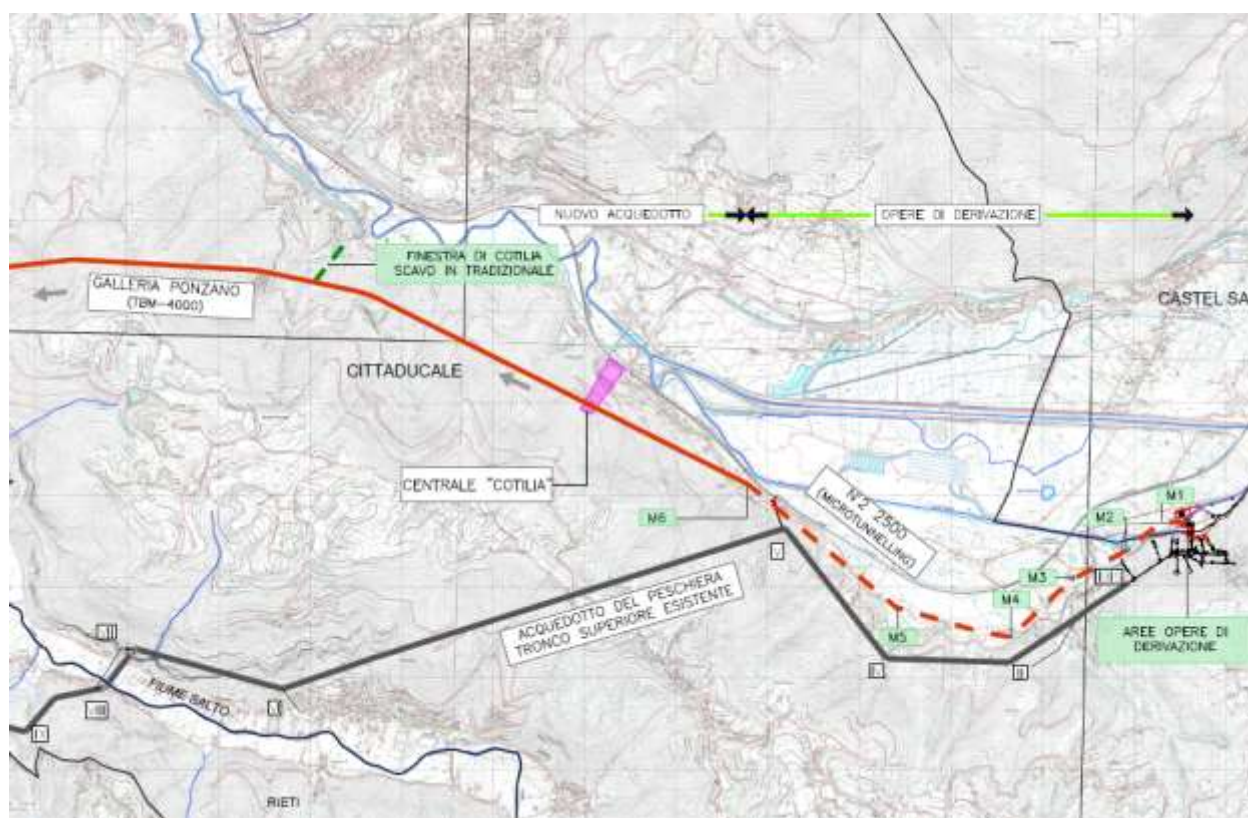


Figura 7-1: Ubicazione del Manufatto NMP – vista planimetrica

7.1 Software di calcolo

- 1- ParatiePlus ver. 21.1 della Harpaceas per l'analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- 2- RC-SEC V.2018.10.0.774 della Geostru - Licenza n° HJW8Q-EWEA3-PF2LE-6DWDC - per la verifica di sezioni di calcetsruzzo armato;
- 3- SOFiSTiK per l'analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figura 7-2: Licenza Sofistik

7.2 Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il manufatto NMP si prevede la realizzazione di un'opera provvisoria di sostegno costituita da una paratia di pali $\phi 800$. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, Figura 6-3, che nel seguito viene descritta.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente viene riassunta l'altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore magrone	Incremento (NTC 2018)	Scavo massimo di modello
	m	m	m	m
A-A	11.9	0.15	0.50	12.55

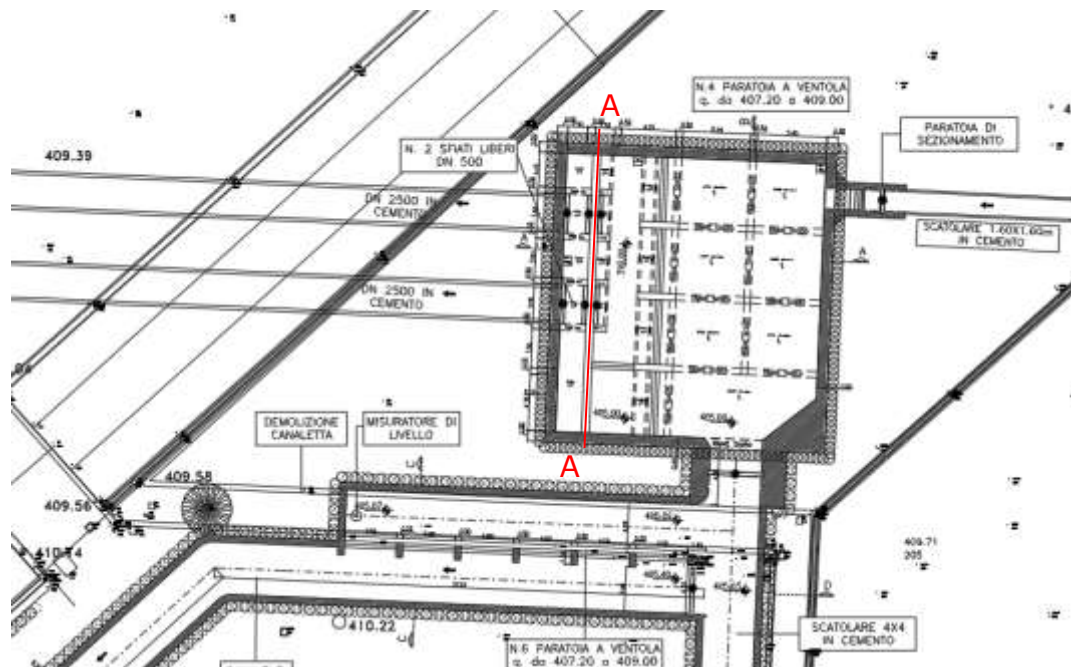


Figura 7-3: Posizione della sezione di calcolo delle opere provvisionali

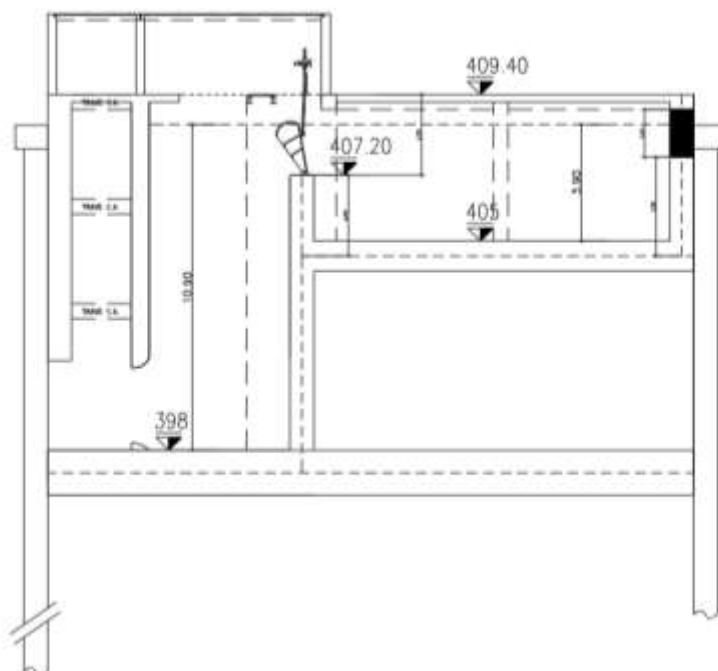


Figura 7-4 – Sezione trasversale A-A

7.2.1. Sezione A-A

In corrispondenza del Nuovo Manufatto di partenza, sezione A-A, si realizza una paratia di pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 500mm, e lunghezza totale 23m. La sequenza di costruzione di pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles), prevede l'esecuzione di pali primari e secondari, in cui solo questi ultimi vengono armati. Alla luce di questo, per raggiungere la profondità di scavo di progetto pari a 11.9 m da piano campagna, viene realizzato un sistema di puntone formato da puntoni interni d'angolo HEM500 e un cordolo in calcestruzzo di base 1.20 m e altezza 1.00 m. Tale sistema verrà realizzato interamente sopra la falda freatica, aggottando l'acqua dallo scavo. Successivamente, si prosegue lo scavo sotto falda e il getto della soletta di fondazione in subacqueo di spessore pari ad 1.5m. La soletta di fondazione si conetterà ai pali

della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta sia nella paratia. Le fasi di scavo vengono concluse con l'aggottamento totale dell'acqua dallo scavo (per la verifica di sollevamento si rimanda al capitolo 7.8.1.1). Per maggiori dettagli riguardo al dimensionamento dei puntoni si veda il Cap. 6.7.1.1.

7.3 Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S0 e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.



Figura 7-5 – Ubicazione sondaggio S0 - Fonte: Google Earth

7.3.1. Prove SPT (*Standard Penetration Test*)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all'esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 7 – Risultati della prova SPT – Sondaggio S0

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N _{spt}
S0	4.0	8
S0	7.5	9
S0	11.5	32
S0	20.0	5
S0	27.0	29

7.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni.

Tabella 8 – Risultati delle prove di laboratorio

Riferimento			Caratteristiche fisiche							Limiti di consistenza				Granulometria				Compr.		Taglio diretto		Edometrica					
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m.	W %	Y siccità	Y _u Siccità	Y _u Siccità	Y _i Siccità	Indice plast.	Plast. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Limi %	Argilla %	σ kPa	φ °	c kPa	24.5 kPa	48.0 kPa	96.0 kPa	192.0 kPa	392.0 kPa	
S0	C1	10.00 - 10.50	22.5				26.0				24.9	20.1	4.8	0.51	8.3	67.0	21.7	3.0									
S0	C2	17.00 - 17.50	16.4				26.6								61.9	34.5	2.6	1.0									
S0	C3	29.00 - 29.50	19.9				26.5								65.0	28.7	5.1	1.2									
S0	C4	35.00 - 35.50	24.3				25.5								35.2	59.4	3.8	1.6									
S0	C5	41.00 - 41.50	18.8				26.5								57.3	38.4	2.6	1.7									

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio S0, si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) al di sopra di un deposito sabbioso con ghiaia (UG2) che raggiunge una profondità circa 11.5 m dal p.c. A seguire si trova uno strato costituito da ghiaie in matrice sabbiosa localmente limosa (UG3.1, UG3.2 e UG3.3), fino a profondità circa 36 m dal piano campagna. Nelle profondità maggiori, è presente un banco di terreno formato da sabbie grossolane e ghiaie per uno spessore circa 9 m (UG4-1 e UG4.2). Al di sotto di questo strato e fino alla profondità 52.5 dal p.c. è presente un deposito di ghiaie in matrice sabbiosa (UG5). Per le profondità maggiori, fino a 60 m da p.c., sono stati riscontrati i trovanti calcarei (UG6). Per le profondità maggiori di 60 m da piano campagna si ha la presenza di calcari micritici a ridotta componente marnosa (UG7). Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Tabella 9 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	V_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
1	0.0 – 5.5	Terreno vegetale e di riporto e sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	16.0	190	25	0	2.0
2	5.5 – 11.5	Sabbie a grana media grossolana con ghiaie eterodimensionali	18.5	421	30 - 33	0	4.0
3.1	11.5 – 22.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa, localmente limosa	19.0	600	33 - 36	0	6.0 - 10.0
3.2	22.5 – 32.5		19.0	470			
3.3	32.5 – 36.0		18.5	546			
4.1	36.0 – 40.5	Sabbie grossolane e ghiaie eterodimensionali calcaree	19.5	678	35 - 38	0	10.0 - 12.0
4.2	40.5 – 45.0		19.5	415			
5	45.0 – 52.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa	19.5	600	35 - 38	0	12.0 - 14.0
6	52.5 – 60.0	Trovanti calcarei eterodimensionali con intercalazioni di sabbioni calcarei	20.0	700	38	0	14.0 - 16.0
7	> 60.0	Calcari micritici a ridotta componente marnosa	26.0	800	-	-	-

Profondità falda (dal p.c.) = falda a piano campagna (0 metri)

Profondità bedrock (dal p.c.) = -60 metri

***Valore riferito alla frazione fine**

7.3.3. Prova Down-Hole

In corrispondenza del sondaggio S0 è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica *down-hole* (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico *down-hole* viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente

sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Tabella 10 – Risultati della prova down-hole – Sondaggio S0

Profondità	V _p medio	V _s medio	γ medio	v medio	G medio	Ed medio	E medio	Ev medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kN/mc)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1.99	90.83	54.40	14.44	0.22	4.36	12.14	10.63	6.34
5.58	372.41	182.14	18.37	0.34	62.13	259.73	166.85	176.89
11.86	875.87	420.91	20.98	0.35	378.95	1640.91	1023.06	1135.64
22.88	1236.81	599.56	21.72	0.35	796.14	3387.86	2143.86	2326.34
33.25	1053.86	470.08	20.98	0.38	472.78	2376.18	1300.91	1745.81
36.71	1295.88	546.6	22.23	0.39	677.22	3806.40	1885.09	2903.44
41.25	1576.39	678.62	22.62	0.39	1062.10	5731.04	2944.69	4314.9
46.04	902.07	415.8	21.15	0.37	372.84	1754.87	1017.95	1257.74

V_{s,eq} [m/sec] (H=30.00 m): 286.4

Categoria del suolo C

Dove:

- Coefficiente di Poisson medio:

$$v_{\text{medio}} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

- Modulo di deformazione a taglio medio:

$$G_{\text{medio}} = \rho V_s^2$$

- Modulo di compressibilità edometrica medio

$$E_{\text{dmedio}} = \rho V_p^2$$

- Modulo di Young medio

$$E_{\text{medio}} = 2\rho V_s^2 (1 + \nu)$$

- Modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$E_{\text{vmedio}} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

Per quanto concerne la stima dei moduli elastici operativi (E_{op}) è stato riferimento alla curva del degrado dei moduli iniziali Atkinson e Salfors (1991), Figura 6-7. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell'ordine di 1/5 di quella iniziale.

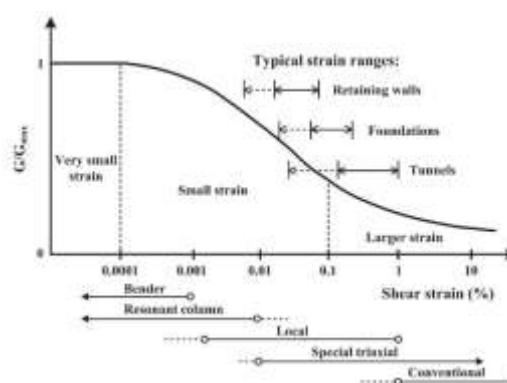


Figura 7-7 - Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Atkinson 2000)

7.3.1.1 Categoria di sottosuolo

Ai sensi del D.M. 17.01.2018 ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 5 (Tab. 3.2.II delle NTC2018), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$.

Tabella 11 – Categorie di sottosuolo che permettono utilizzo dell'approccio semplificato – NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Si riporta in seguito i risultati della prova down-hole eseguita nel foro di sondaggio S0.

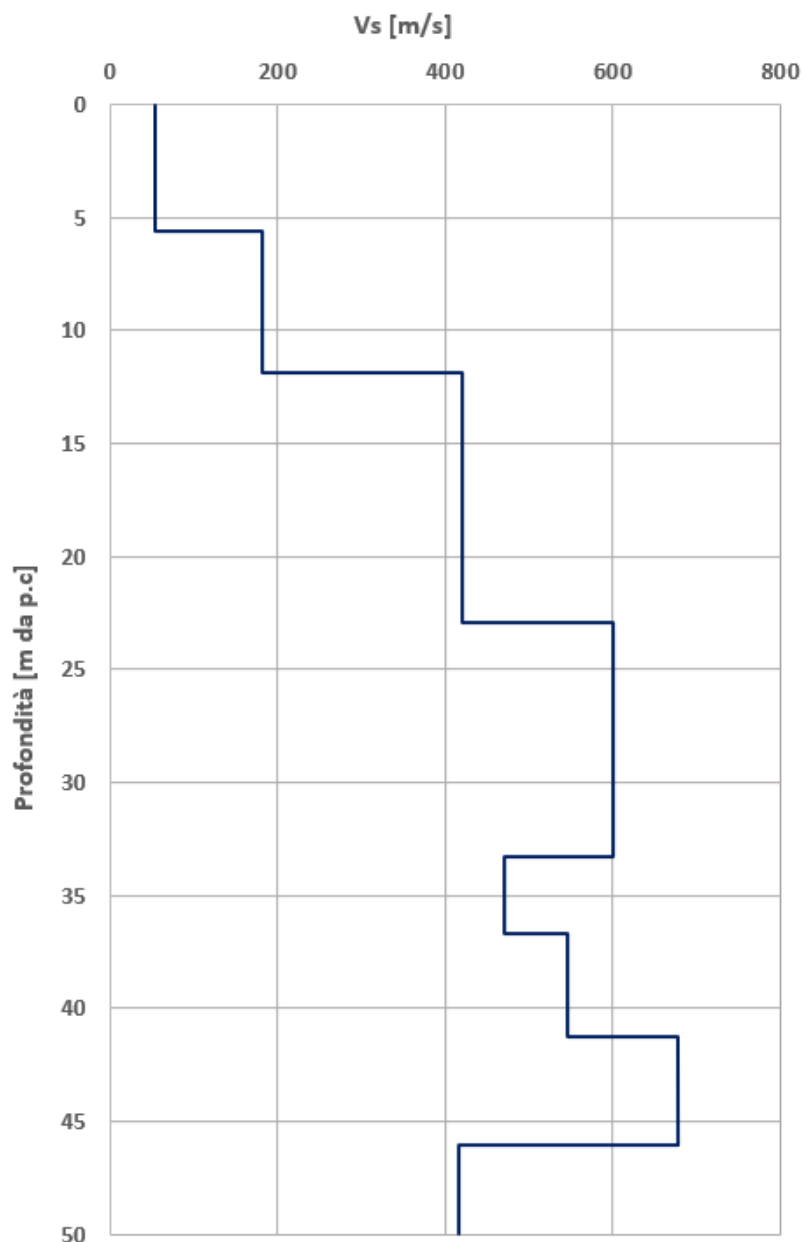


Figura 7-8 – Velocità delle onde di taglio dalla prova down-hole

7.4 Analisi dei carichi

7.4.1. *Peso proprio*

- Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

7.4.2. *Carichi accidentali*

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

7.4.3. *Azione sismica*

L'azione sismica è stata omessa nelle analisi in quanto le opere sono provvisorie, con una durata minore di 2 anni.

7.4.4. *Spinta del terreno*

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

7.5 Verifiche paratie di pali

7.5.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

7.5.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell'opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l'altezza di scavo.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

7.6 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione γ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

7.7 Analisi numeriche









Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisionali in corrispondenza del manufatto NMP. Il modello per la paratia di pali secanti $\varnothing 800$ è stato realizzato con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU.

7.7.1. Sezione A-A

Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 12 – Modello geotecnico – Sezione A-A

	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	0	25	E _{vc} = 33000 E _{ur} = 52800
	UG2 Sabbia / Ghiaia	0	30	E _{vc} = 33000 E _{ur} = 52800
	UG3-1 Sabbia / Ghiaia	0	33	E _{vc} = 205000 E _{ur} = 328000
	UG3-2 Sabbia / Ghiaia	0	33	E _{vc} = 260000 E _{ur} = 416000
	UG3-3 Sabbia / Ghiaia	0	33	E _{vc} = 260000 E _{ur} = 416000
	UG4-1 Sabbia / Ghiaia	0	35	E _{vc} = 377000 E _{ur} = 603200
	UG4-2 Sabbia / Ghiaia	0	35	E _{vc} = 204000 E _{ur} = 326400
	UG5 Sabbia / Ghiaia	0	35	E _{vc} = 204000 E _{ur} = 326400
	UG6 Sabbia / Ghiaia	0	38	E _{vc} = 204000 E _{ur} = 326400

Le fasi esecutive per l'analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

1. Stato geostatico iniziale.
2. Getto dei pali compenetrati con il diametro pari a 800 mm e interasse di 0.5 m.
3. Scavo alla quota di -1.5 m da p.c. e l'aggottamento di acqua al fine di realizzare i puntoni.
4. Installazione i puntoni in sommità dei pali, applicando una molla elastica.
5. Innalzamento della falda e riempimento dello scavo.

6. Scavo sommerso fino alla quota di -4.5 da p.c.
7. Scavo sommerso fino alla quota di -7.5 da p.c.
8. Scavo sommerso fino alla quota di -10.5 da p.c.
9. Raggiungimento quota di fondo scavo (-12.55 m da p.c.).
10. Attivazione il sovraccarico del cantiere pari a 20 kPa.
11. Realizzazione della soletta di fondazione applicando una molla elastica e attivazione il sovraccarico pari a 37.5 kN/m, dovuto dal peso della soletta, sul fondo scavo.
12. Ripristino della condizione idraulica applicando la pressione dell'acqua sulla parete (applicando l'opzione di Lining Option di software Paratie).
13. Svuotamento dell'acqua dallo scavo fino alla quota -4.5 m da p.c.
14. Svuotamento dell'acqua dallo scavo fino alla quota -7.5 m da p.c.
15. Svuotamento totale dell'acqua dallo scavo.
16. Applicazione la spinta dovuta dal microtunnelling pari a 560 kPa.

Di seguito la rappresentazione grafica degli stage sopra descritti:

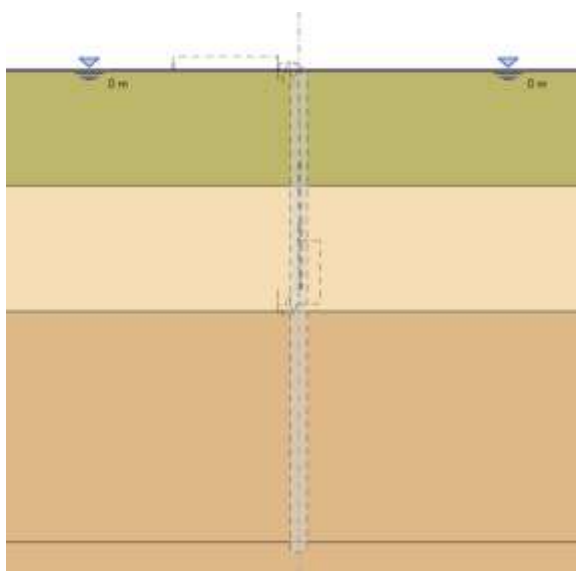


Figura 7-9 – Fase 1

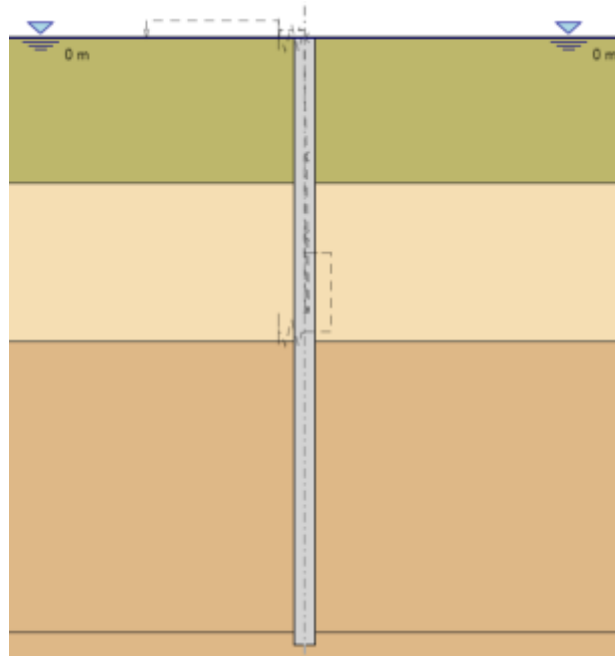


Figura 7-10 – Fase 2

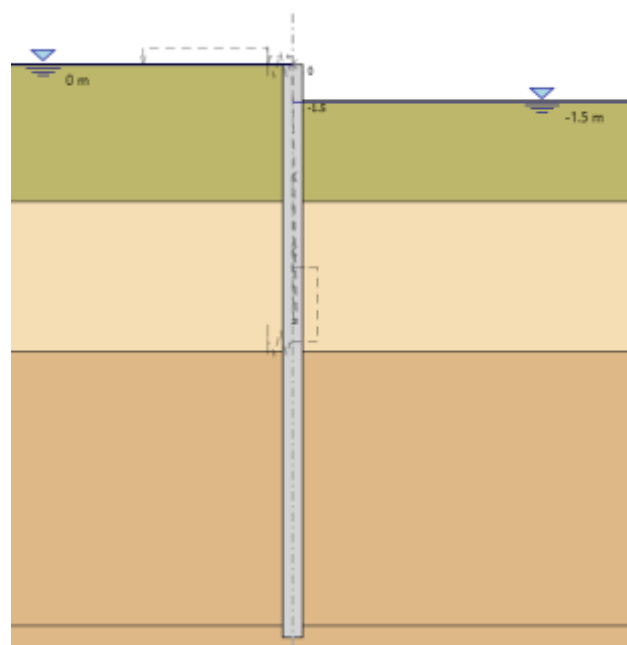


Figura 7-11 – Fase 3

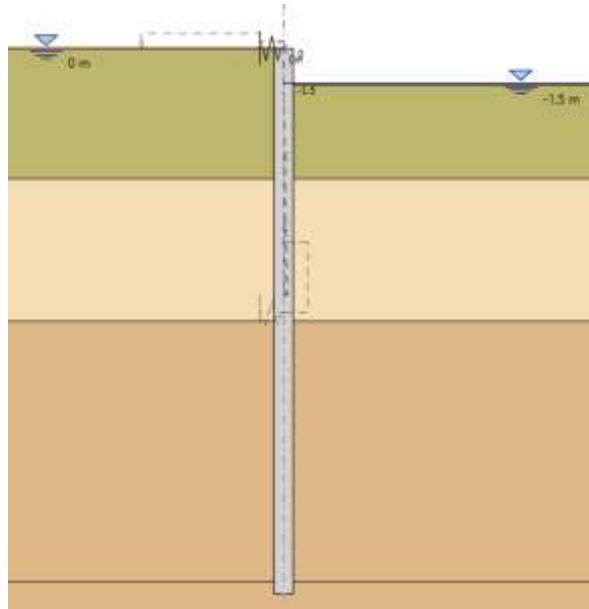


Figura 7-12 – Fase 4

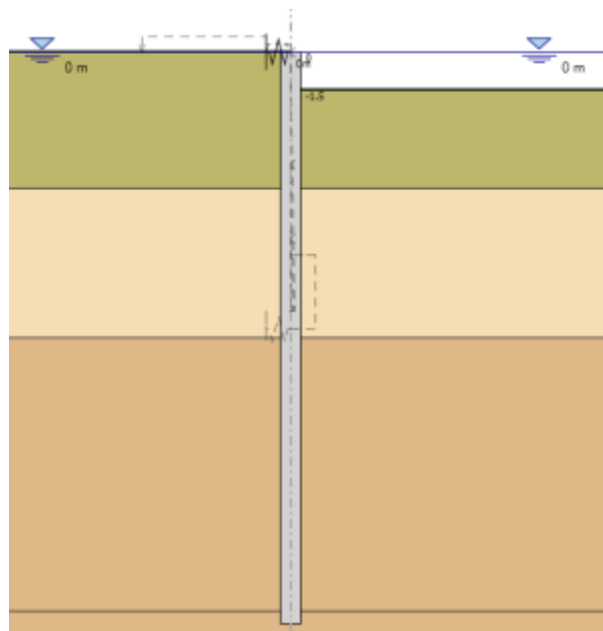


Figura 7-13 – Fase 5

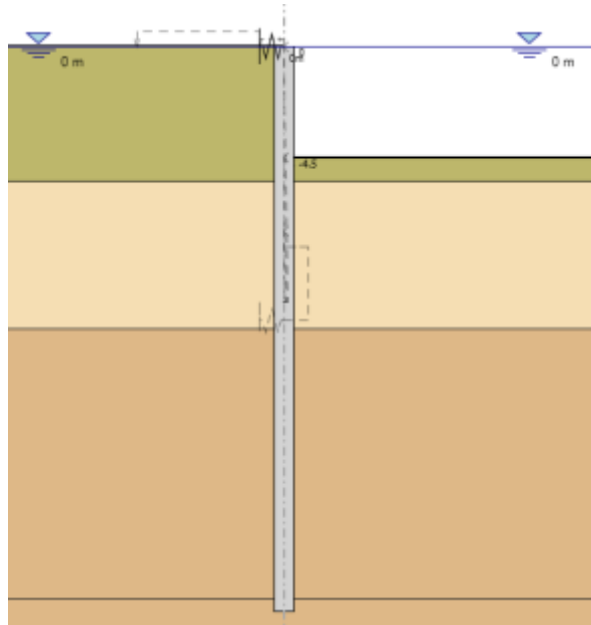


Figura 7-14 – Fase 6

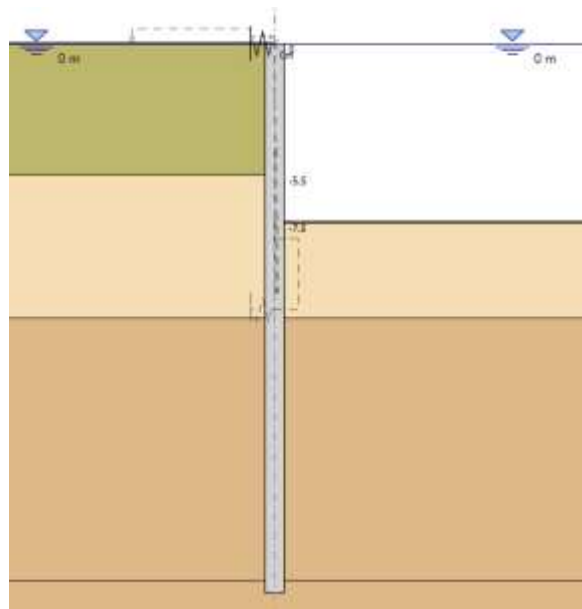


Figura 7-15 – Fase 7

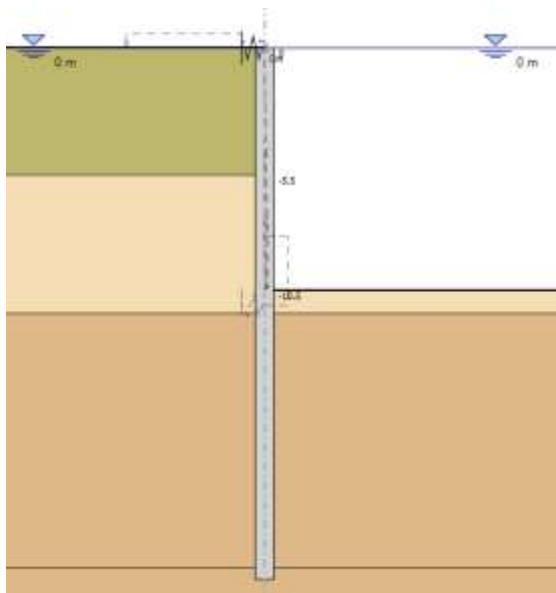


Figura 7-16 – Fase 8

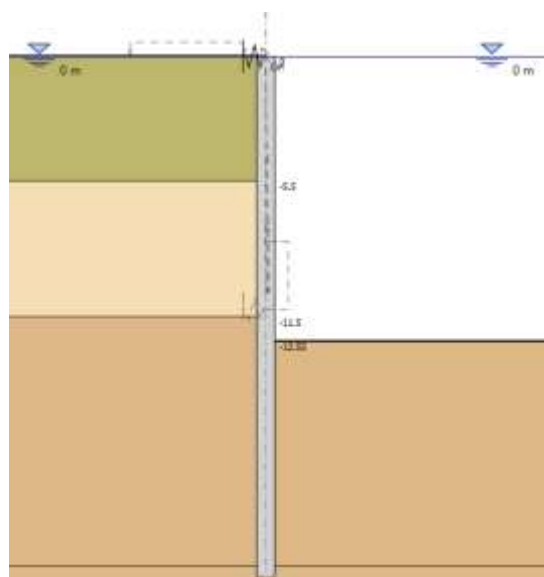


Figura 7-17 – Fase 9

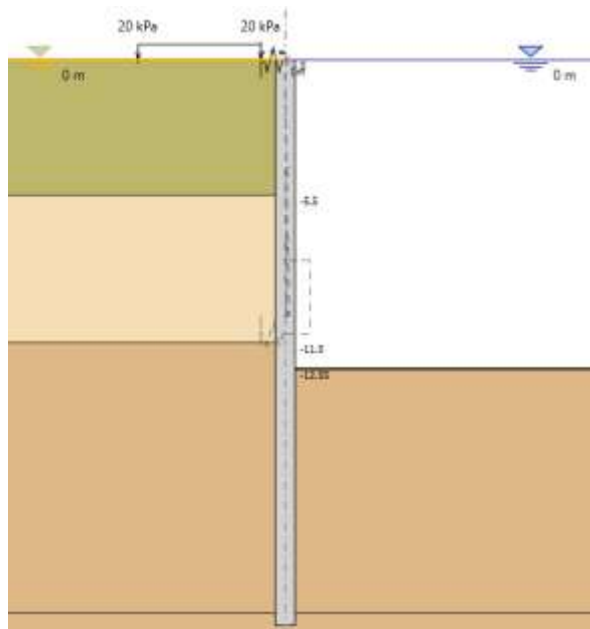


Figura 7-18 – Fase 10

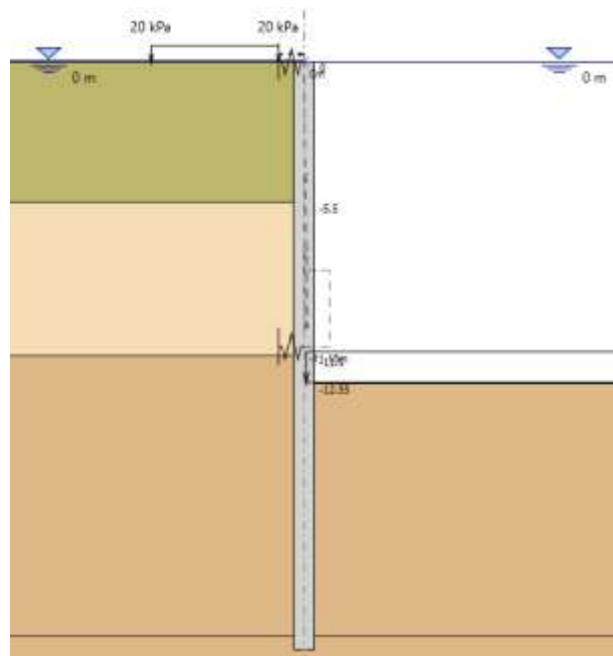


Figura 7-19 – Fase 11

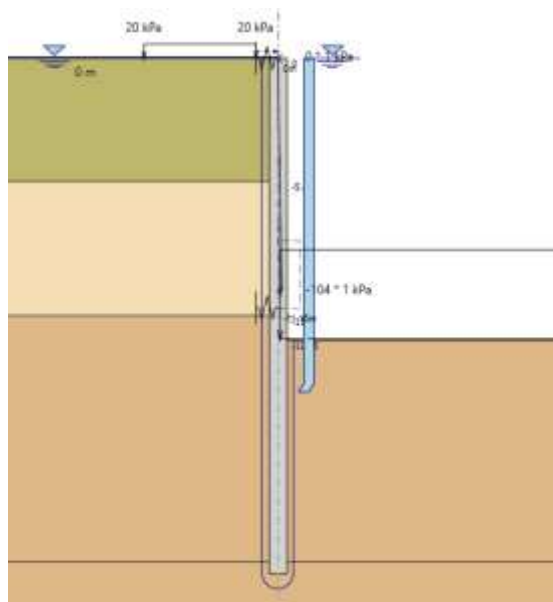


Figura 7-20 – Fase 12

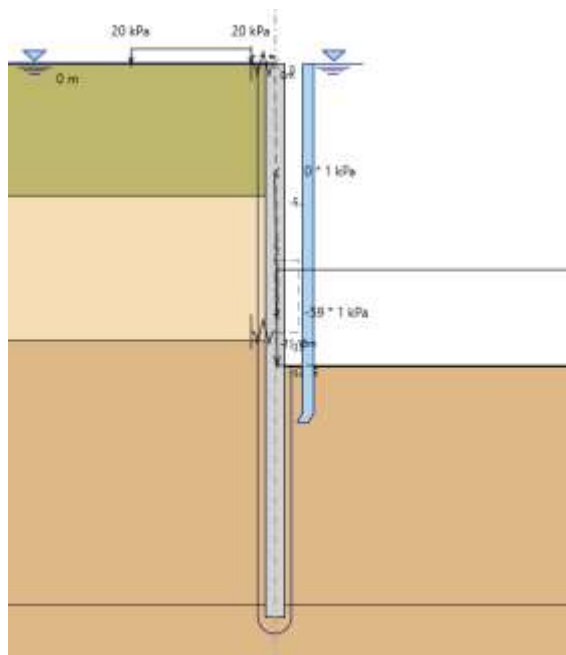


Figura 7-21 – Fase 13

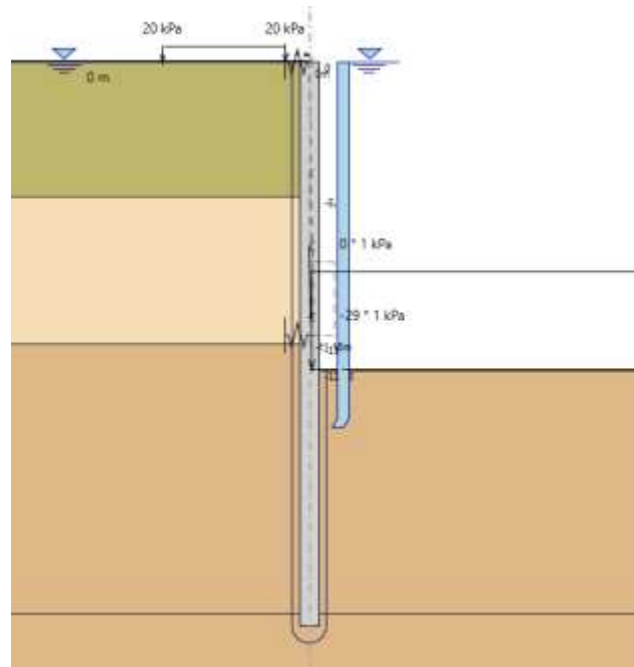


Figura 7-22 – Fase 14

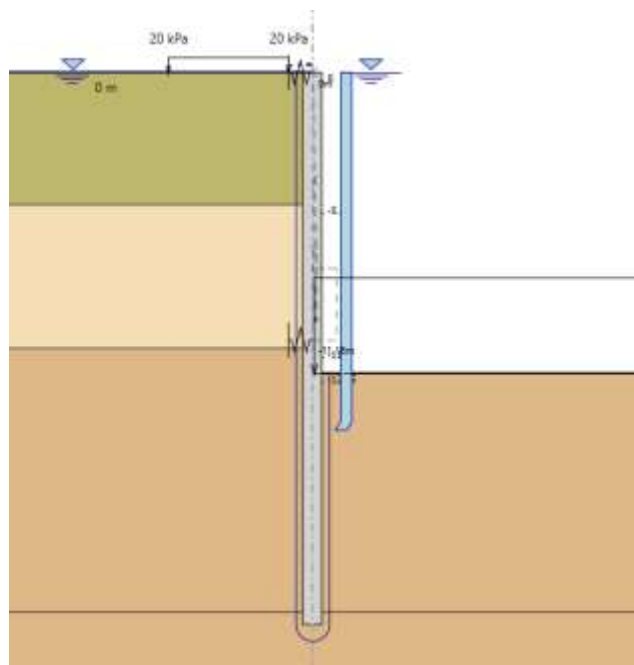


Figura 7-23 – Fase 15

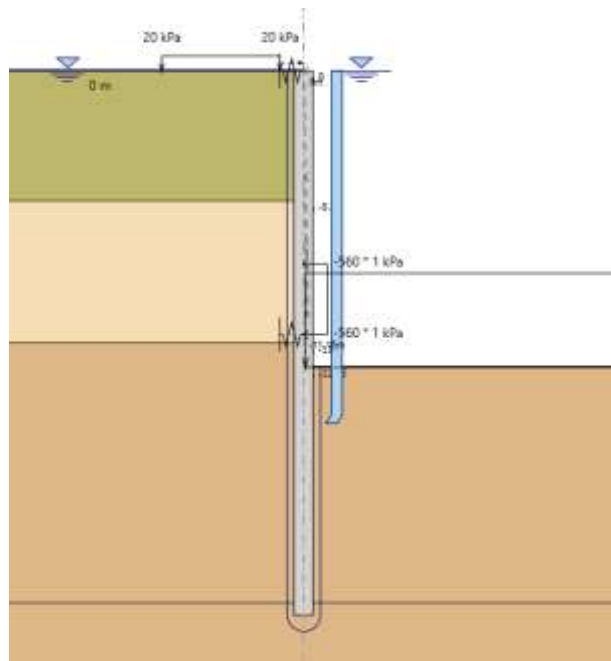


Figura 7-24 – Fase 16

7.7.1.1 Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento

Il modello sviluppato con paratie plus vede una paratia con un ordine di puntoni in testa alla paratia.

Al fine di avere libera l'area dello scavo si prevedono dei puntoni inclinati.

I puntoni inclinati sono delle travi HEM-500, quest'ultime puntano su un cordolo in calcestruzzo di base 1.20 m e altezza 1.00 m.

Per la taratura delle molle da considerare come simulazione del sistema di puntonamento, è stato considerato un modello di telaio di puntonamento formato da travi perimetrali in calcestruzzo (cordolo in cls 1.20x1.00m) e puntoni HEM500 per i puntoni posti in testa alla paratia.

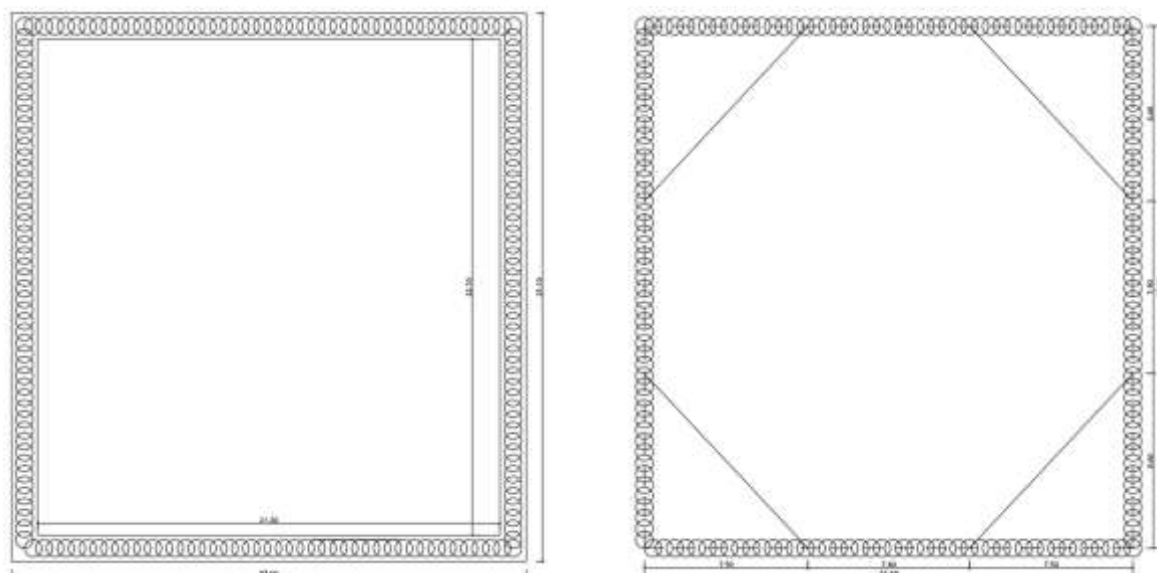


Figura 7-25 – Geometria telaio di puntonamento

Caricando la struttura con un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale subito dal sistema in corrispondenza del lato considerato come rappresentativo della sezione di calcolo. Invertendo tale valore è stato ricavato il valore di rigidezza equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

Per il modello sviluppato per il primo ordine di puntoni, si ottiene il seguente valore di spostamento pari a 0.076 mm; ne consegue una rigidezza $k=13157.9$ kN/m delle molle.

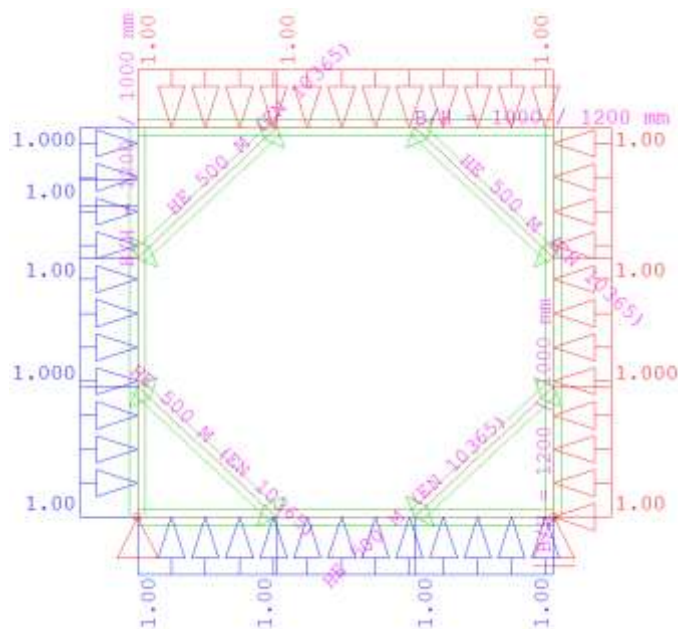


Figura 7-26 – Geometria del telaio modellata nel software Sofistik

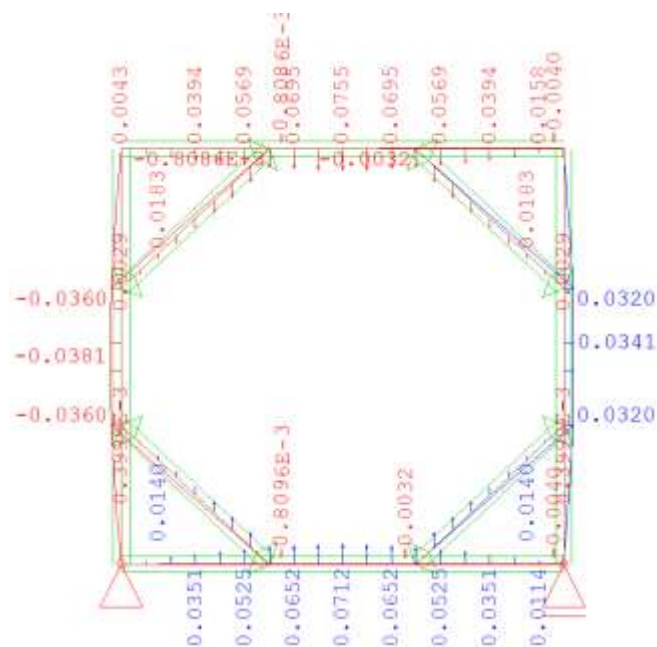


Figura 7-27 – Spostamenti ottenuti con l’applicazione di un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m

7.8 Risultati - Sezione A-A

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per i modelli implementati, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

7.8.1. *Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)*

Si riportano di seguito gli involucri delle sollecitazioni dell'analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1).

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 935.7 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; momento flettente massimo

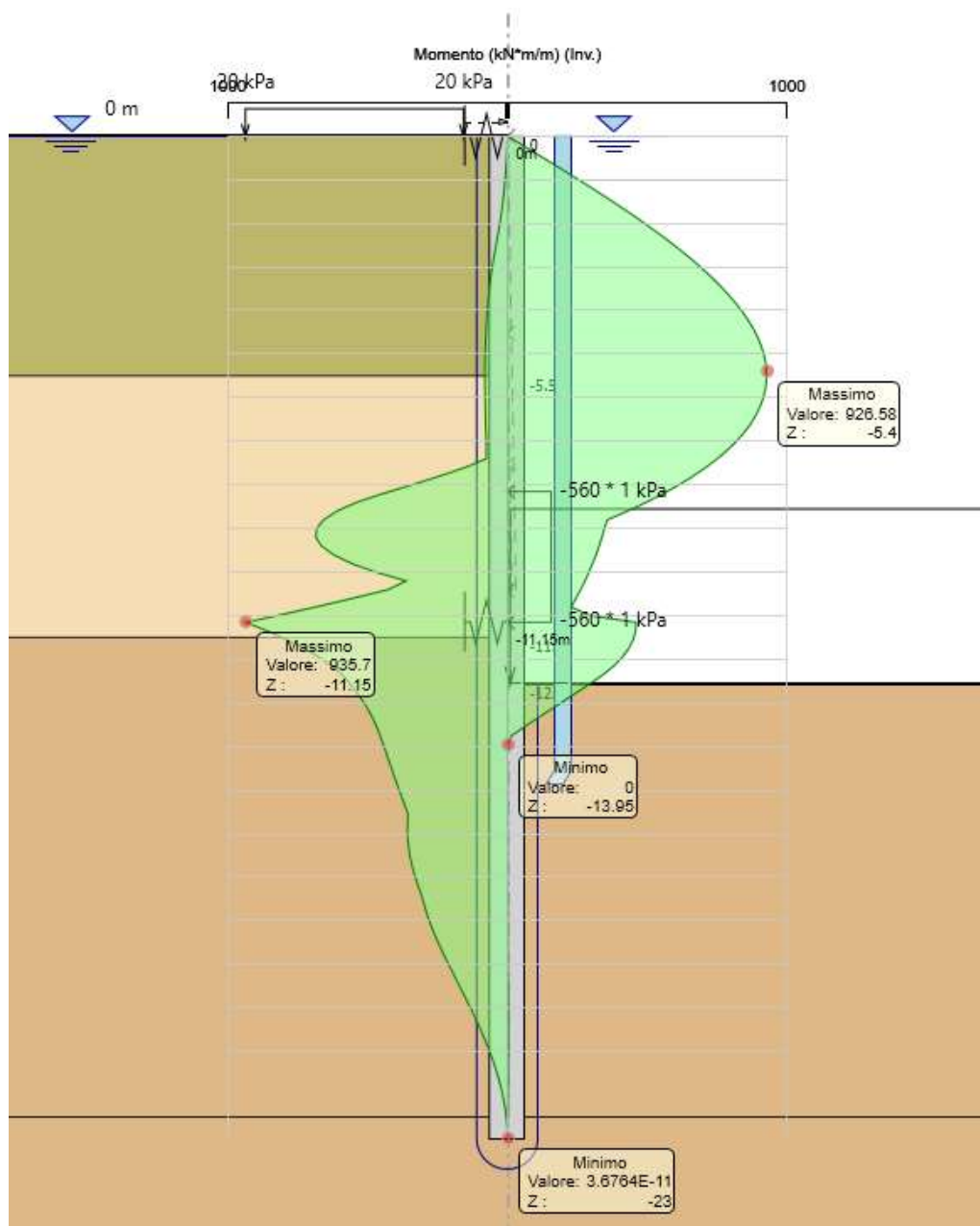


Figura 7-28 – Diagramma del momento flettente – sezione A-A

Il diagramma del Taglio:

$T_{max} = 1087.1 \text{ kN/m}$; taglio massimo

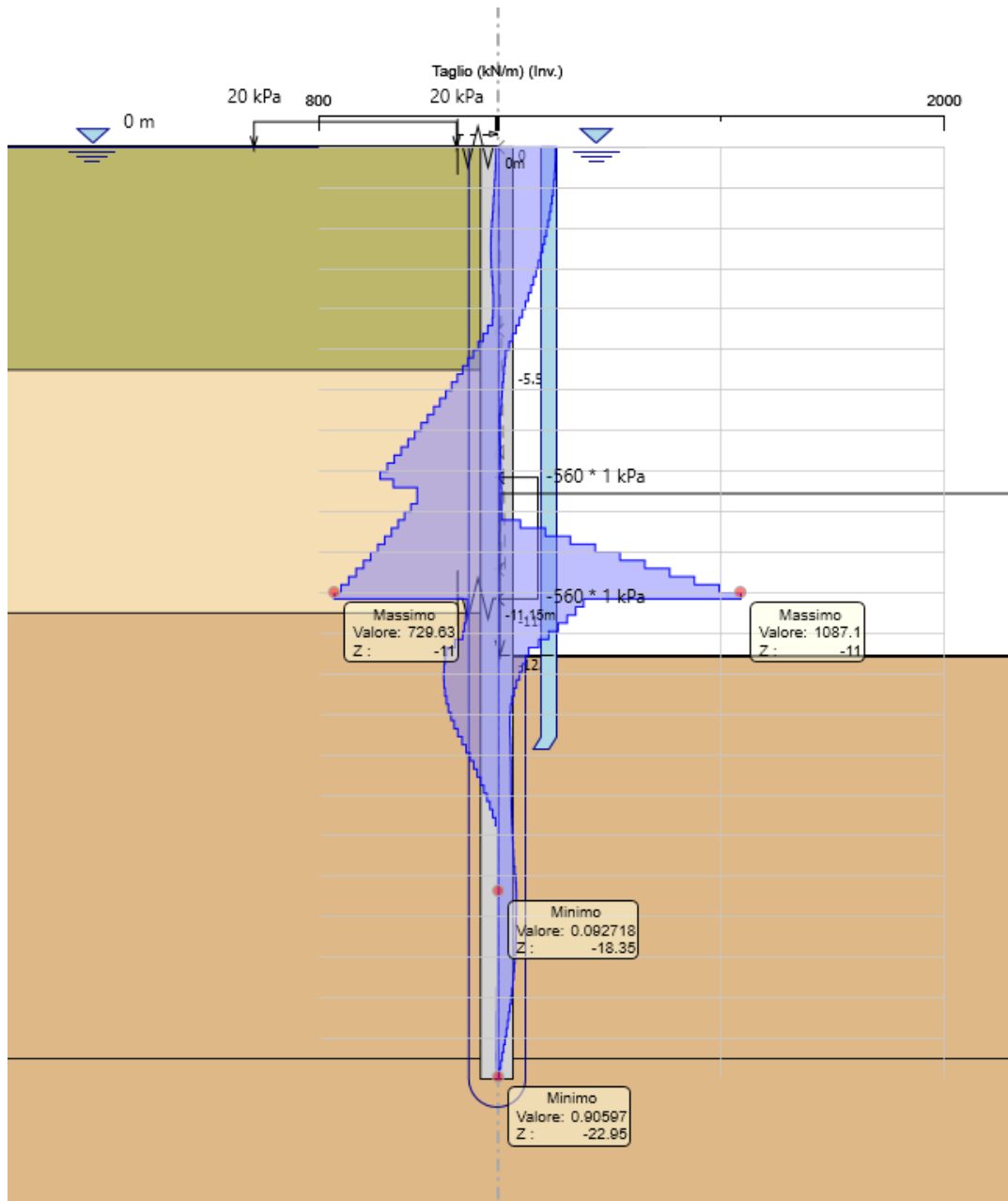


Figura 7-29 – Diagramma del taglio – sezione A-A

7.8.2. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 2.09 cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 6.27$ cm, pertanto la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.

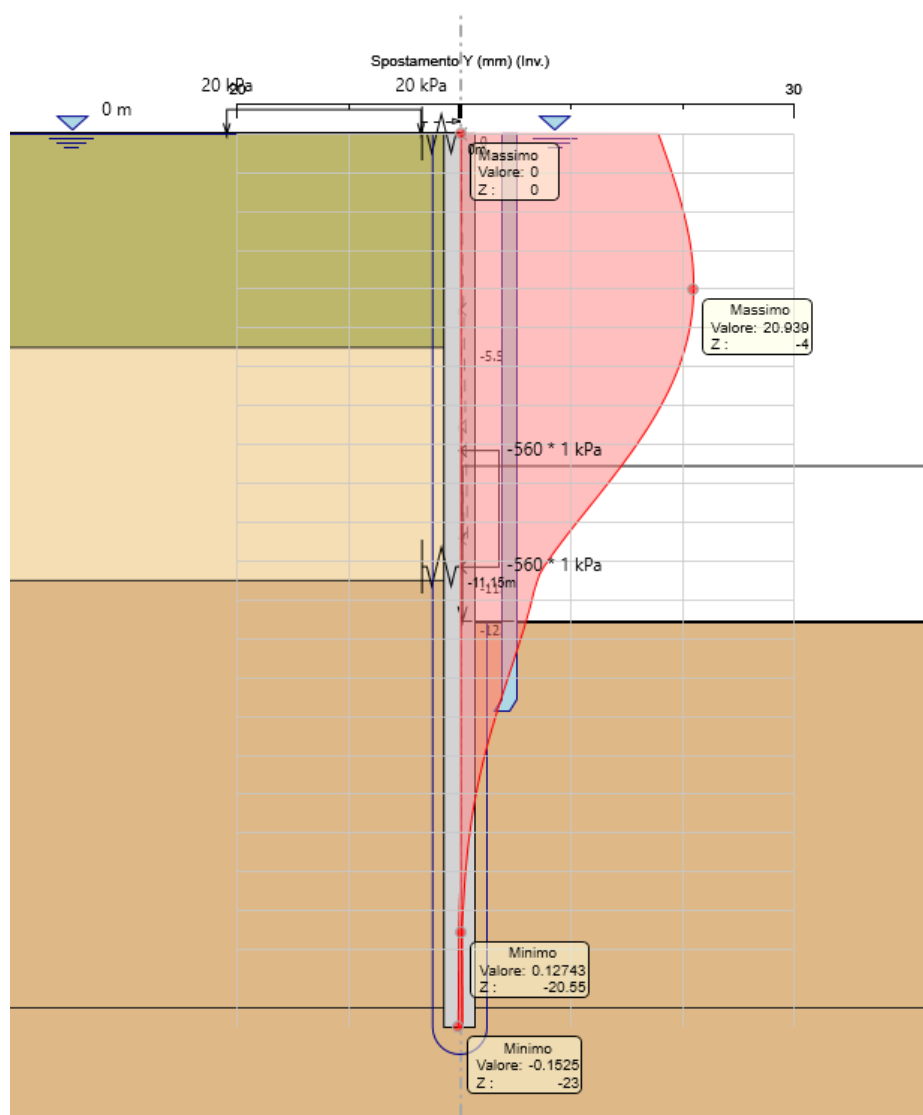


Figura 7-30 – Diagramma spostamenti – sezione A-A

7.8.3. Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici

7.8.1.1 Sollevamento (UPL)

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

- $V_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione instabilizzante
- $G_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione permanente instabilizzante
- $Q_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione variabile instabilizzante
- $G_{stb,d}$ valore di progetto dell'azione permanente stabilizzante
- R_d valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018.

I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018 (Vedasi Cap. 6.6).

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q8}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{qs} .

La resistenza laterale è dovuta dall'attrito tra il palo e il terreno. Per garantire l'efficacia dello sviluppo di tale resistenza e la connessione tra il palo e la soletta, è necessario verificare gli spinotti dal punto di vista strutturale.

Lunghezza soletta	L _{cop}	23.1	m
Larghezza soletta	B _{cop}	21.6	m
Area soletta	B _{cop} x L _{cop}	498.96	m ²
Spessore fondazione	H _{fond}	1.500	m
Lunghezza palo	L _{palo}	23.000	m
Diametro palo	D _{palo}	0.800	m
Area palo	A _{palo}	0.503	m ²
Numero dei pali	n _p	110.000	
Battente idraulico	h _w	11.900	m
Peso di volume acqua	γ _w	10.000	kN/m ³
Pressione neutra all'interfaccia della soletta	p _w	119.000	kPa
Azione instabilizzante	V _{inst}	59376.240	kN
		59.376	MN
Peso di volume calcestruzzo	γ _{cls}	25.000	kN/m ³
Peso proprio fondazione	G _{stab_sol}	18711.000	kN
		18.711	MN
Peso proprio pali	G _{stab_pali}	31792.9177	kN
		31.793	MN

dove:

Sottospinta dell'acqua: $V_{inst} = p_w * B_{cop} * L_{cop}; \quad (p_w = \gamma_w * h_w)$

Peso della fondazione: $G_{stab_sol} = \gamma_{cls} * B_{cop} * L_{cop} * H_{fond}$

Peso proprio pali: $G_{stab_pali} = n_p * \gamma_{cls} * L_{palo} * A_{palo}$

Per compensare la spinta idrostatica che in fase provvisoria risulta superiore al peso di fondazione, risulta necessario inserire delle barre filettate tipo Dywidag al fine di resistere a taglio. Lo sviluppo planimetrico delle opere provvisionali è di circa 90 m. Verranno inseriti 4 spinotti in ciascun palo per meglio trasferire le tensioni dovute al galleggiamento, pari ad un numero totale di 358 barre.

La resistenza totale di progetto per singolo spinotto si calcola nel seguente modo:

$$G_{stab_barr} = n * V_{bd};$$

dove:

$$V_{bd} = \frac{A_{barra} f_y}{\gamma_R \gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Occorre inoltre verificare a schiacciamento il calcestruzzo in prossimità della barra filettata, adottando una classe C25/30 per il calcestruzzo.

Il valore minimo che barre devono compensare è pari a:

$$Q_{barre} = 1.1 * V_{inst} - 0.9 * (G_{stab_sol} + G_{stad}); \text{ taglio totale nelle barre}$$

$$V_{barra} = \frac{Q_{barre}}{n}; \quad \text{taglio in ciascuna barra}$$

Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 40 cm, la superficie di contatto barra-cla è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm}$$

$A_c = L_{anc} * D_{barra}$; area di contatto spinotto-cla per sollecitazione agente di taglio

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c}$$

Verifica a schiacciamento del cls e Spinotti			
Numero di barre tipo dywidag per spinotti	n	358.000	
Diametro barre	Dbarra	40.000	mm
Area barre	Abarra	1256.637	mm ²
		0.00125664	m ²
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione	Rck	30.000	Mpa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	fck	24.900	Mpa
Resistenza di progetto a compressione	fcd	14.110	Mpa
Taglio totale nelle barre	Qbarre	48.474	MN
Taglio in ciascuna barra	Vbarra	135.402	kN
Lunghezza di ancoraggio spinotto	L,anc	30.000	cm
Area di contatto spinotto-cls per sollecitazioni agente di taglio	Ac	0.012	m ²
Tensione di schiacciamento sul cls	σ_{cls}	11.284	Mpa
VERIFICA ($\sigma_{cls} < fcd$) - schiacciamento	soddisfatta		
Tensione di snervamento	fy	950.000	Mpa
Coeff. parziale acciaio per verifiche resistenza	γ_{m0}	1.050	
Coeff. parziale acciaio per tiranti provvisori	γ_R	1.100	
Resistenza a taglio di progetto singolo spinotto	Vbd	596.748	kN
VERIFICA ($Vbarra < Vbd$) - taglio	soddisfatta		

La resistenza laterale è stata calcolata nel seguente modo: in assenza dei valori esatti dei coefficienti della spinta (k), che verranno modificati durante le fasi di scavo, è stato fatto riferimento all'ultima fase di scavo e sono stati ricavati i valori degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h). Successivamente sono stati calcolati gli sforzi tangenziali (τ), assumendo il criterio di rottura Mohr-Coulomb, e integrati lungo tutto il palo.

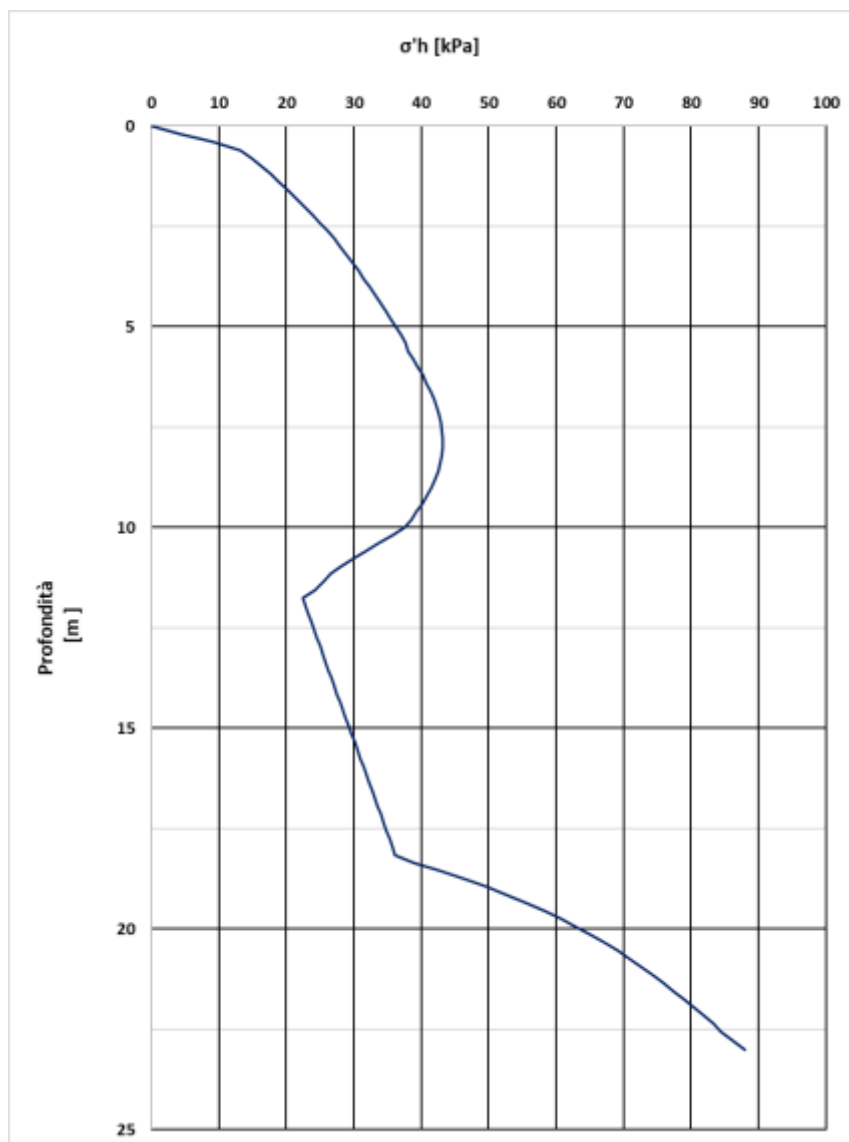


Figura 7-31 – Profilo degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h) lungo il palo

$$\tau_{,i} = \sigma'_{h,i} * \text{tg}(\varphi'_d)$$

$$R_{k,i} = \frac{(\tau_{,i} + \tau_{,i+1}) * \Delta}{2}$$

dove: $\Delta = 20$ cm (passo di integrazione)

$$R_k = \sum R_{k,i}$$

Resistenza laterale (attrito palo-terreno): $R_{tot} = 2 * (L_{cop} + B_{cop}) * R_k$;

(L_{cop} :Lunghezza soletta, B_{cop} :Larghezza soletta).

Verifica di sollevamento (UPL)			
Peso proprio fondazione	Gstab_sol	18711.000	kN
		18.711	MN
Peso proprio pali	Gstab_pali	31792.9177	kN
		31.793	MN
Resistenza laterale (attrito palo-terreno)	R,tot	38810.328	kN
		38.810	MN
Azione instabilizzante	Vinst	59376.240	kN
		59.376	MN
	$\gamma G1$ sfav	1.100	
	$\gamma G1$ fav	0.900	
	Vinst,d	65.314	MN
	Gstb,d	80.383	MN
VERIFICA (Gstb,d>=Vinst,d)	soddisfatta		

La verifica di sollevamento risulta soddisfatta in quanto:

$$(G_{stb,d} =) 0.9 * [G_{stab_sol} + G_{stab_pali} + R_{tot}] = 80.383 \text{ MN} > 65.314 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

L'armatura della soletta viene verificata in prima battuta considerando la soletta di fondazione appoggiata su 4 lati in corrispondenza dei pali e soggetta alla sottospinta idraulica considerando un tirante idraulico al di sopra della soletta di 11.9m. Si riporta di seguito il calcolo effettuato:

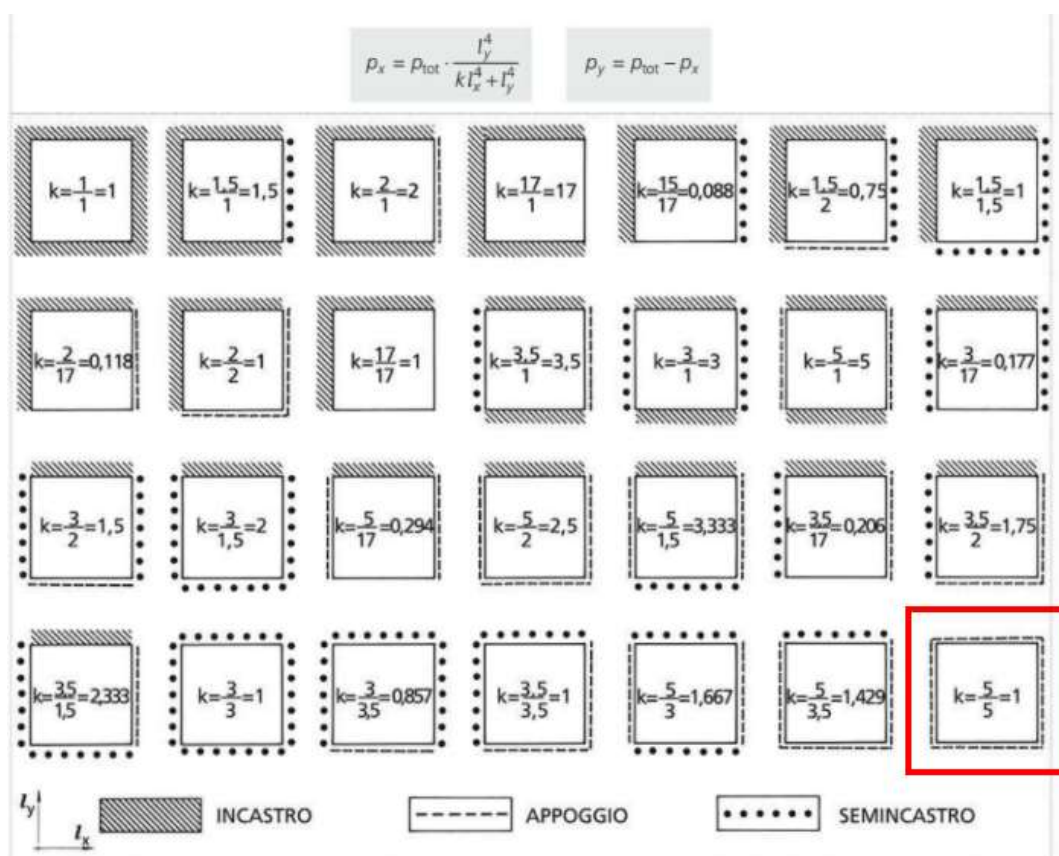


Figura 7-32 – Definizione delle pressioni agenti nelle due direzioni

γ_{water}	10 kN/m ³	peso di volume acqua
h	11.9 m	altezza falda
pw	119 kN/m ²	sottospinta idraulica
tsoletta	1.5 m	spessore soletta
γ_{cls}	25 kN/m ³	peso di volume cls
gsoletta	37.5 kN/m ²	peso soletta
ly	23.1 m	larghezza piastra in y
k	1	
lx	21.6 m	larghezza piastra in x
ptot=pw-gsoletta	81.5 kN/m ²	
px	46 kPa	
py	35 kPa	
Mx	2694 kNm	momento di calcolo in direzione x
My	2355 kNm	momento di calcolo in direzione y

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

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

Titolo: **NMP**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm ²]	d [mm]
1	1000	1500	1	5309	73
			2	5309	1427

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 2694 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [mm]: xN: 0, yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 mm Col. modello

Precompresso:

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm ²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M_{xRd}: 2,859 kN m

σ_c : -18.13 N/mm²

σ_s : 391.3 N/mm²

ϵ_c : 3.5 ‰

ϵ_s : 51.38 ‰

d: 1,427 mm

x: 91.01 x/d: 0.06378

δ : 0.7

La sezione armata con 10 ϕ 26 su entrambi i bordi e risulta verificata.

7.8.4. Verifiche degli elementi strutturali

7.8.1.2 Pali

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per due gabbie di armatura. La gabbia 1, di lunghezza 12m, è stata progettata per la parte superiore e più sollecitata. La seconda gabbia di lunghezza 11 m per la parte inferiore dei pali.

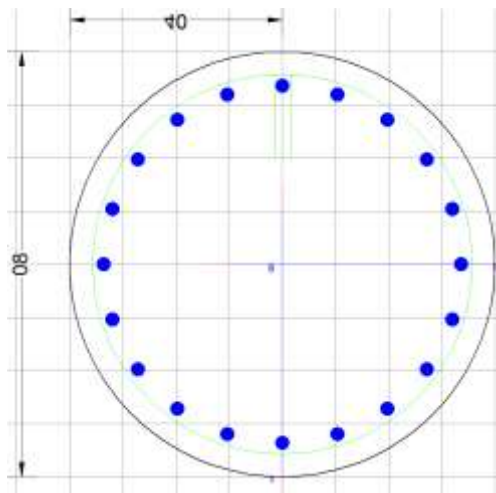
Tabella 13 – Sollecitazioni massime – sezione A-A

	M,max [kN.m]	T,max [kN]	z [m]
Gabbia 1	936.00	-	11.15
		430.00	7.50
	-	1087.15	11.00
Gabbia 2	674.00	269.00	12.00

7.8.1.2.1 Gabbia 1 (da 0.0 m a -12.0 m dalla testa palo); L = 12m

Armature longitudinali: 20 \varnothing 26

Armature trasversali: staffe \varnothing 10/ passo 10 cm (da 0 a - 7.5m) + \varnothing 16/ passo 10 cm (da -7.5m a -12m)


Figura 7-33 – Gabbia 1 – sezione A-A
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	
ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068		
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm

Y centro circ.:0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	33.620	26	

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00936.00	0.001087.15	0.00		

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.1 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	936.000	0.00	0.00	1125.76	0.001	2.20	106.2(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040	0.00257	0.0	33.6	-0.00716	0.0	33.6	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1 0.000000000 0.000144771 -0.002290846

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1087.15	1302.86	1241.08	62.6 55.2	71.0	1.430	1.000	35.240	2.2(0.0)

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	430.00	1302.86	484.80	62.6 55.2	71.0	1.430	1.000	13.915	7.7(0.0)

7.8.1.2.2 Gabbia 2 (da -12.0 m a -23.0 m dalla testa palo); L= 11m

Armature longitudinali: 18 \varnothing 22

Armature trasversali: staffe \varnothing 10/passso 20 cm

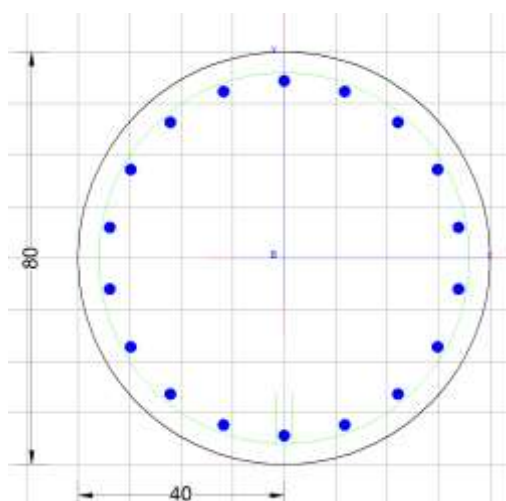


Figura 7-34 - Gabbia 2 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ec_2 :	0.0020		
Def.unit. ultima ecu :	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.560	MPa	

ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068		
Modulo Elastico E_f :	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	34.418	22	

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00674	0.00	0.00	269.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.5	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	9.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.5	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata						
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)						
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia						
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia						
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)						
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia						
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia						
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000						
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]						

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	674.000	0.00	0.00	780.70	0.001	1.16	68.4(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione						
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)						
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)						
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)						
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)						
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)						
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)						
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)						
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)						

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040	0.00254	0.0	34.4	-0.00923	0.0	34.4	-0.00923

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000171074	-0.003342950		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	269.00968	58.446	9864.4	58.2	68.2	2.500	1.000	4.77.9	(0.0)

7.8.1.3 Puntoni

Il sistema di puntonamento è realizzato da un cordolo in cls formato da travi perimetrali di base 1200mm e altezza 1000m e puntoni interni d'angolo HEM500. La reazione sui puntoni, ovvero sulle molle inserite nel software di calcolo paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema di puntonamento al fine di effettuarne le verifiche. La reazione massima vale 257 kN/m. Tale valore viene applicato al sistema di puntonamento:

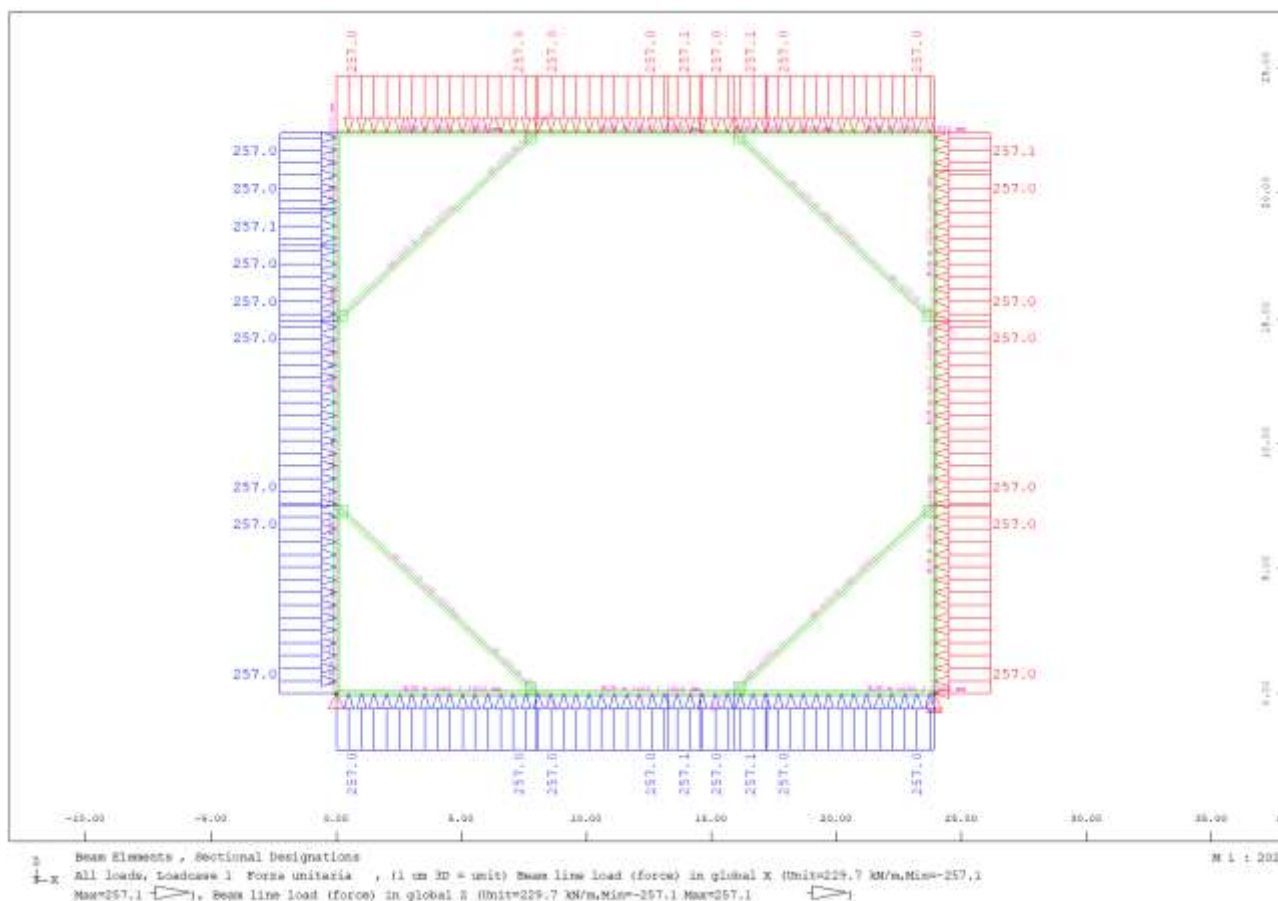


Figura 7-35 – Applicazione del carico sul sistema di puntonamento

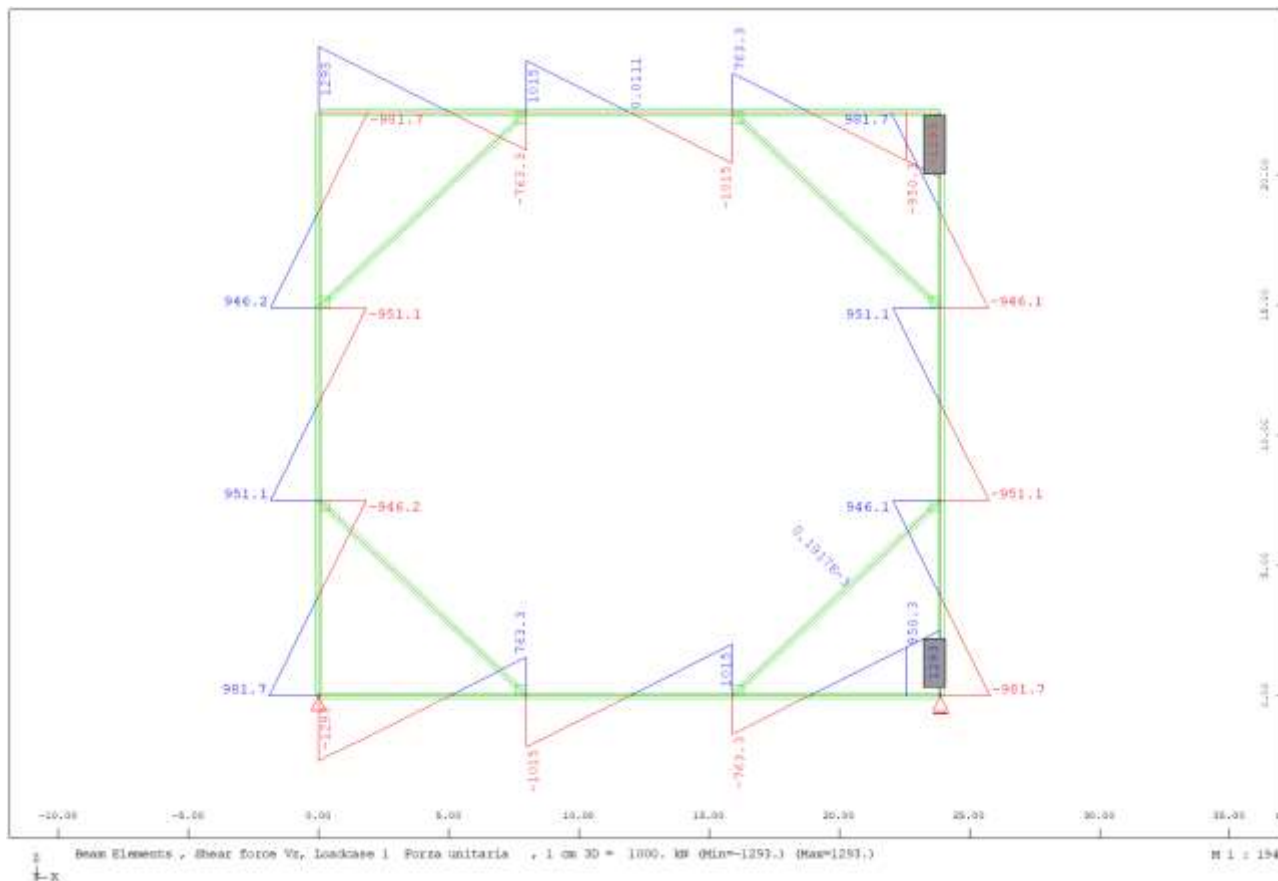


Figura 7-37 – Diagramma del taglio

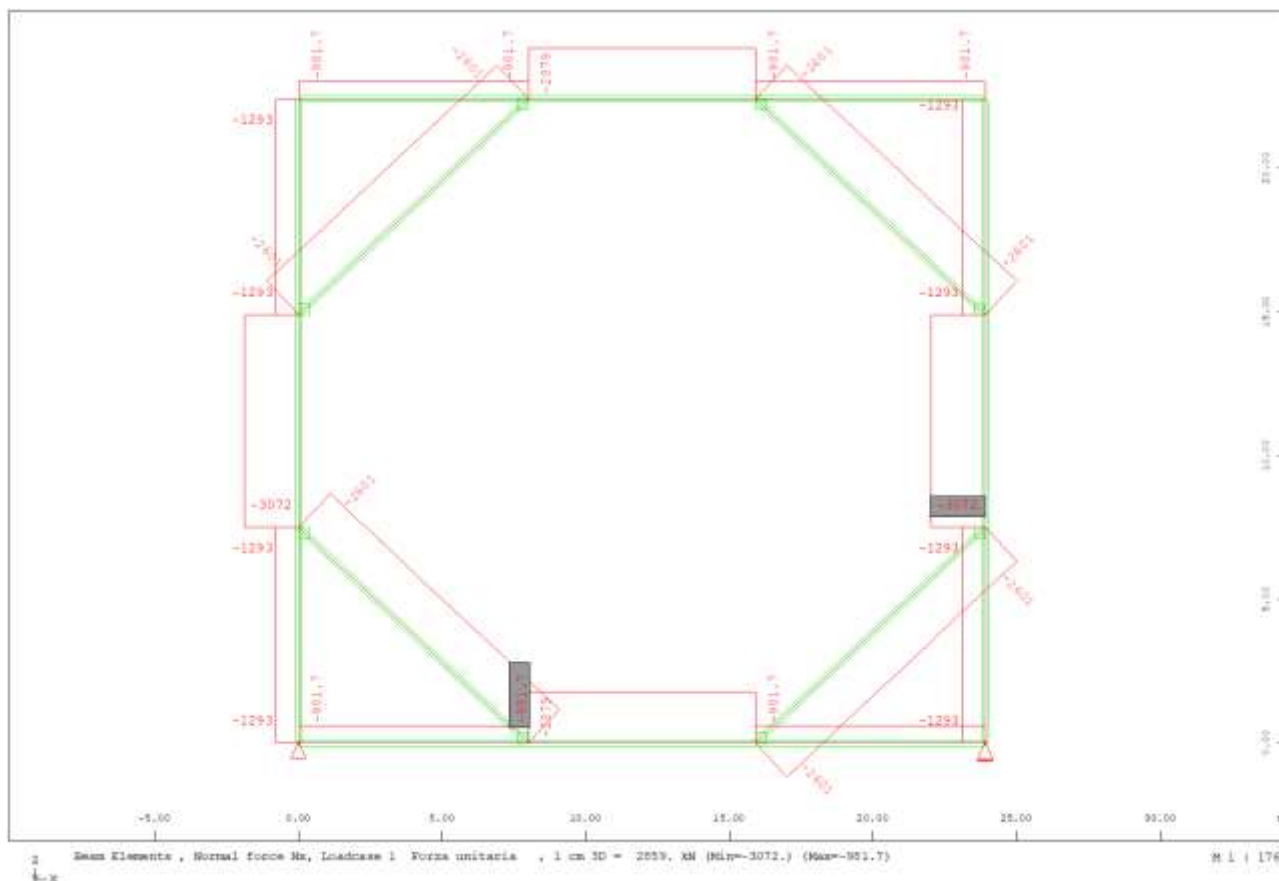


Figura 7-38 – Diagramma dello sforzo assiale

Le verifiche sul sistema di puntonamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019.

Il cordolo di base 1200mm e altezza 1000mm deve avere la seguente armatura:

- Armatura lato terreno in appoggio (incastro) $A'_s = 15.8 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato terreno altrove $A'_s = 13.3 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato scavo in appoggio (incastro) $A_s = 0.91 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato scavo altrove $A_s = 13.3 \text{ cm}^2$;
- Armatura superiore/inferiore $A_s = 0.78 \text{ cm}^2$;
- Armatura a taglio $A_s = 6.15 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Armatura commerciale scelta:

- Armatura lato terreno $A'_s = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato scavo $A_s = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura superiore/inferiore $A_s = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$;
- Armatura a taglio $A_s = \text{Staffa } \Phi 10/300 + \text{spillo } \Phi 10/300 = 7.07 \text{ cm}^2/\text{m}$.

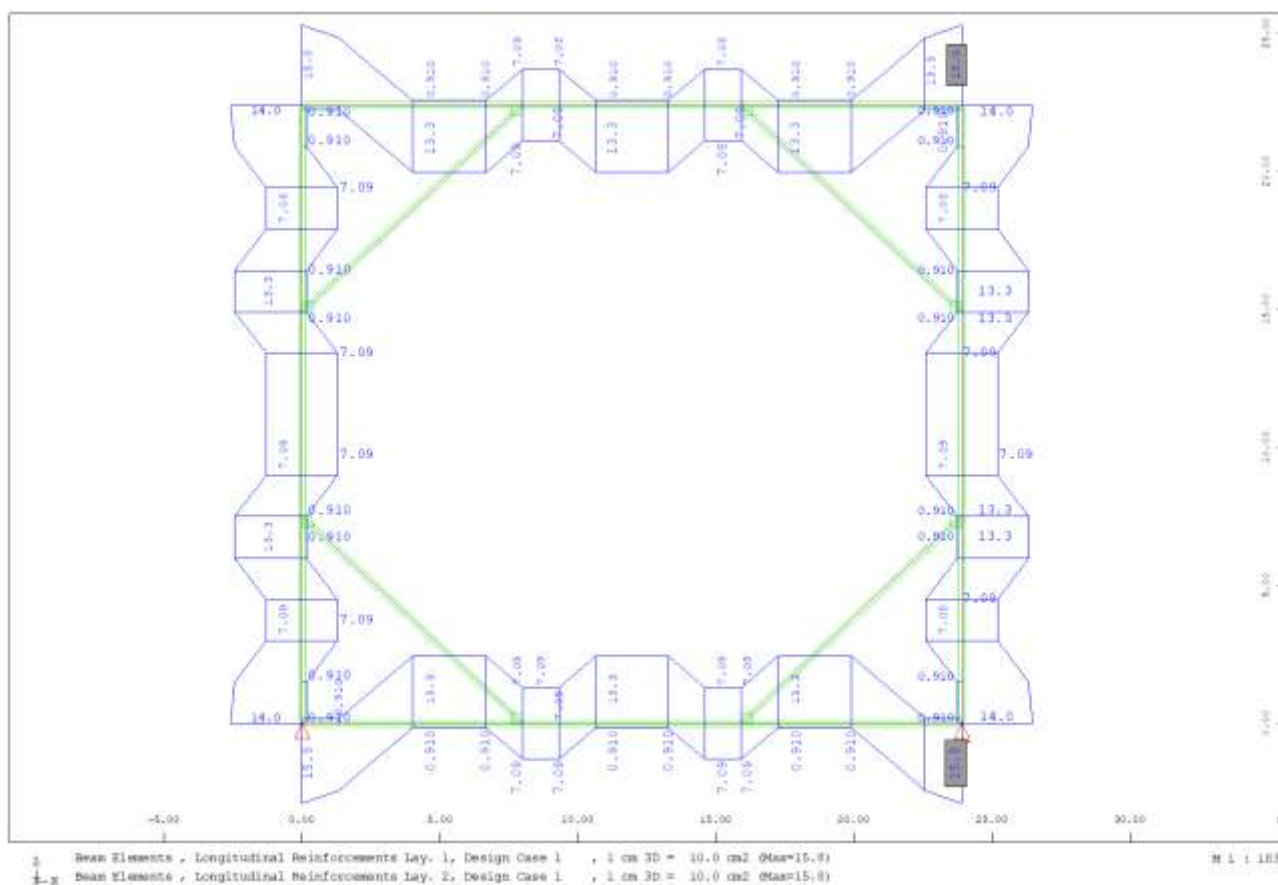


Figura 7-39 – Armatura longitudinale lato terreno/ lato scavo

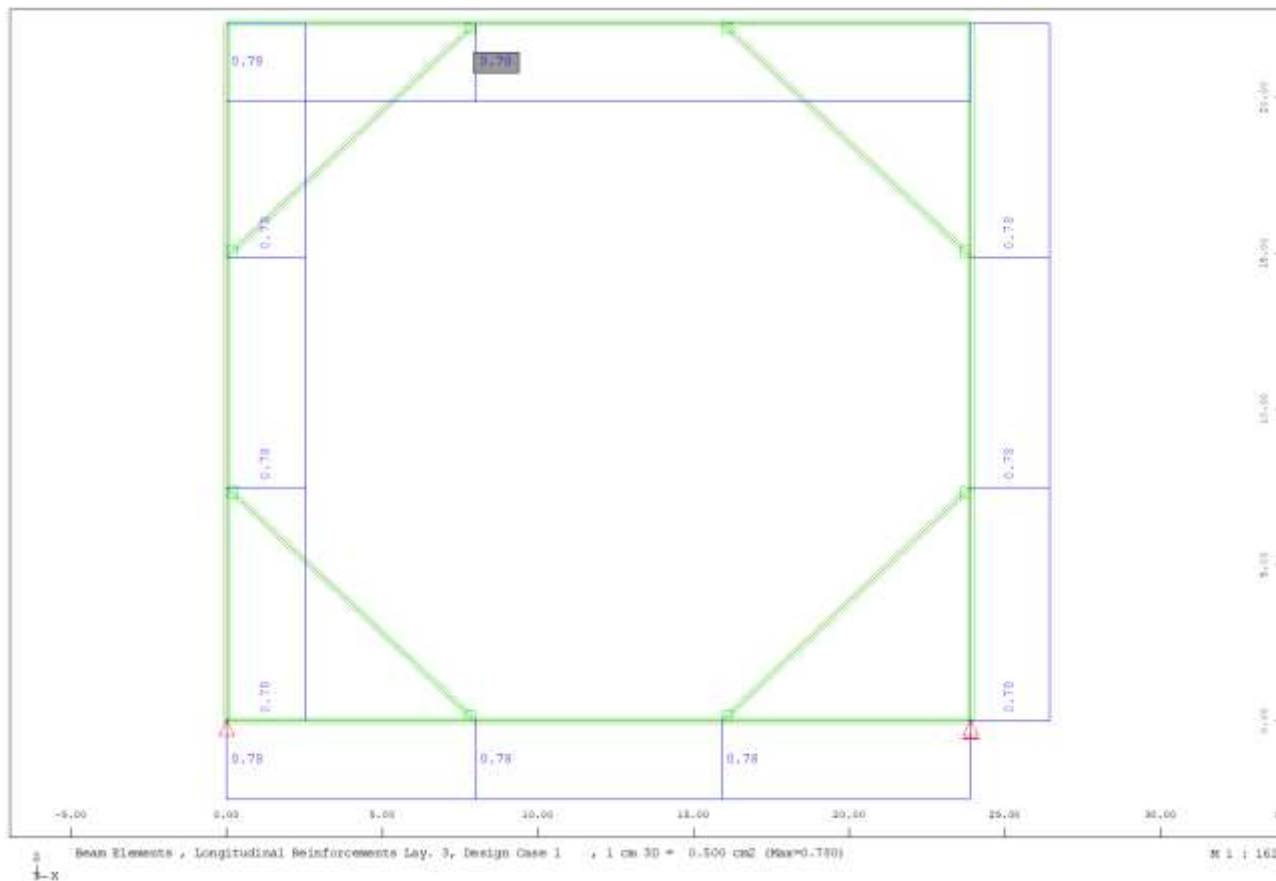


Figura 7-40 – Armatura longitudinale superiore/ inferiore

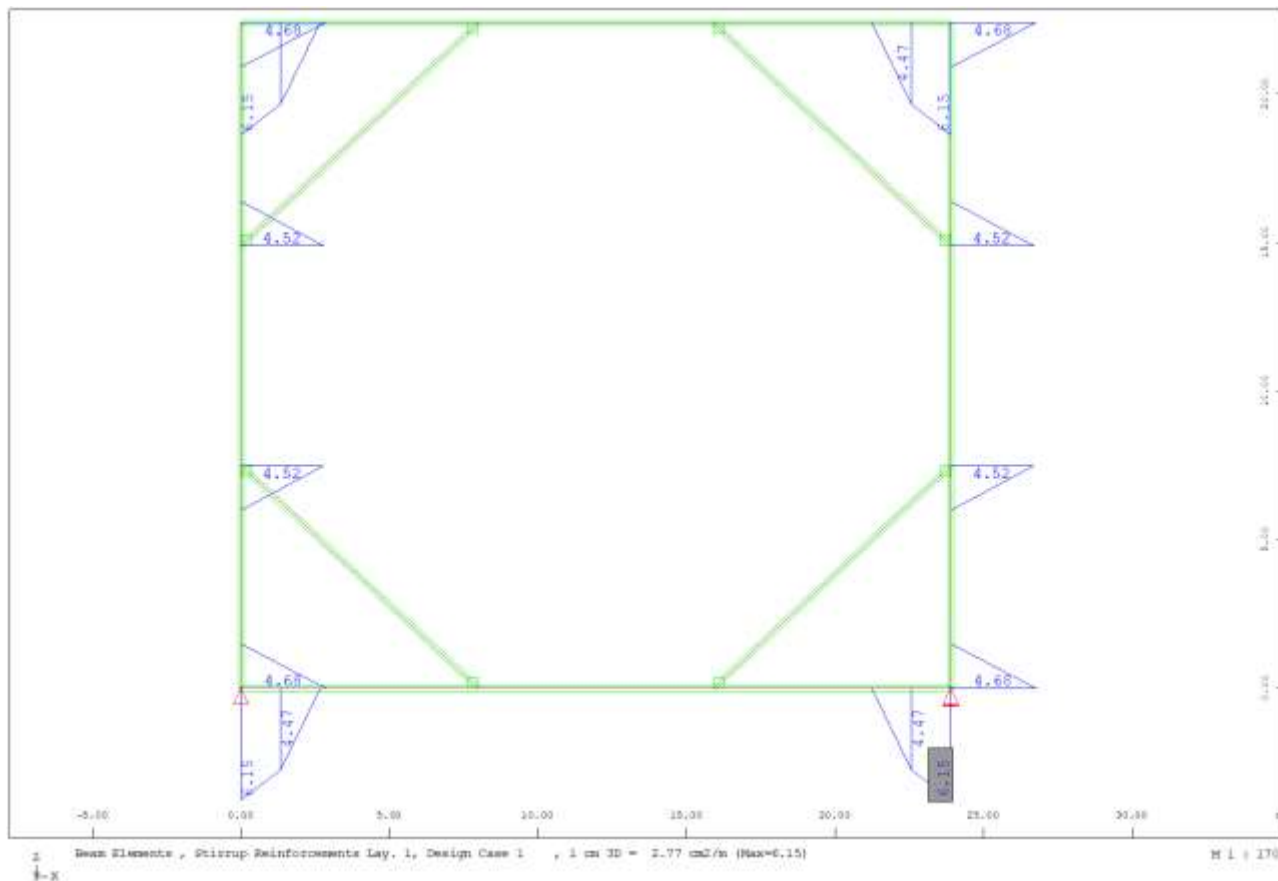


Figura 7-41 – Armatura a taglio

Il puntone scelto è un HEM-500 con classe di resistenza S275.

Le verifiche tensionali risultano essere verificate e si riporta la tabella a seguire estratta dal software di calcolo.

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion		Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
3	Centric compression	$\sigma-n,c$	37.77	261.90	MPa	0.144	2122	100001	0.000
	Centric tension	$\sigma-n,t$		261.90	MPa				
	Longitud. compressive stress	$\sigma-x$	37.77	261.90	MPa	0.144	2122	100001	0.000
	Longitud. tensile stress	$\sigma+x$		261.90	MPa				
	Shear stress	τ		151.21	MPa				
	Von Mises stress	$\sigma-v$	37.77	261.90	MPa	0.144	2122	100001	0.000
	Shear in weldings			233.66	MPa				
	Plate slenderness c/t			1.00					
	Used safety factor	$\gamma-m\theta$		1.05	[-]				

Check for stress limits passed✓

Di seguito sono riportati i tassi di lavoro degli elementi strutturali quali HEM-500:

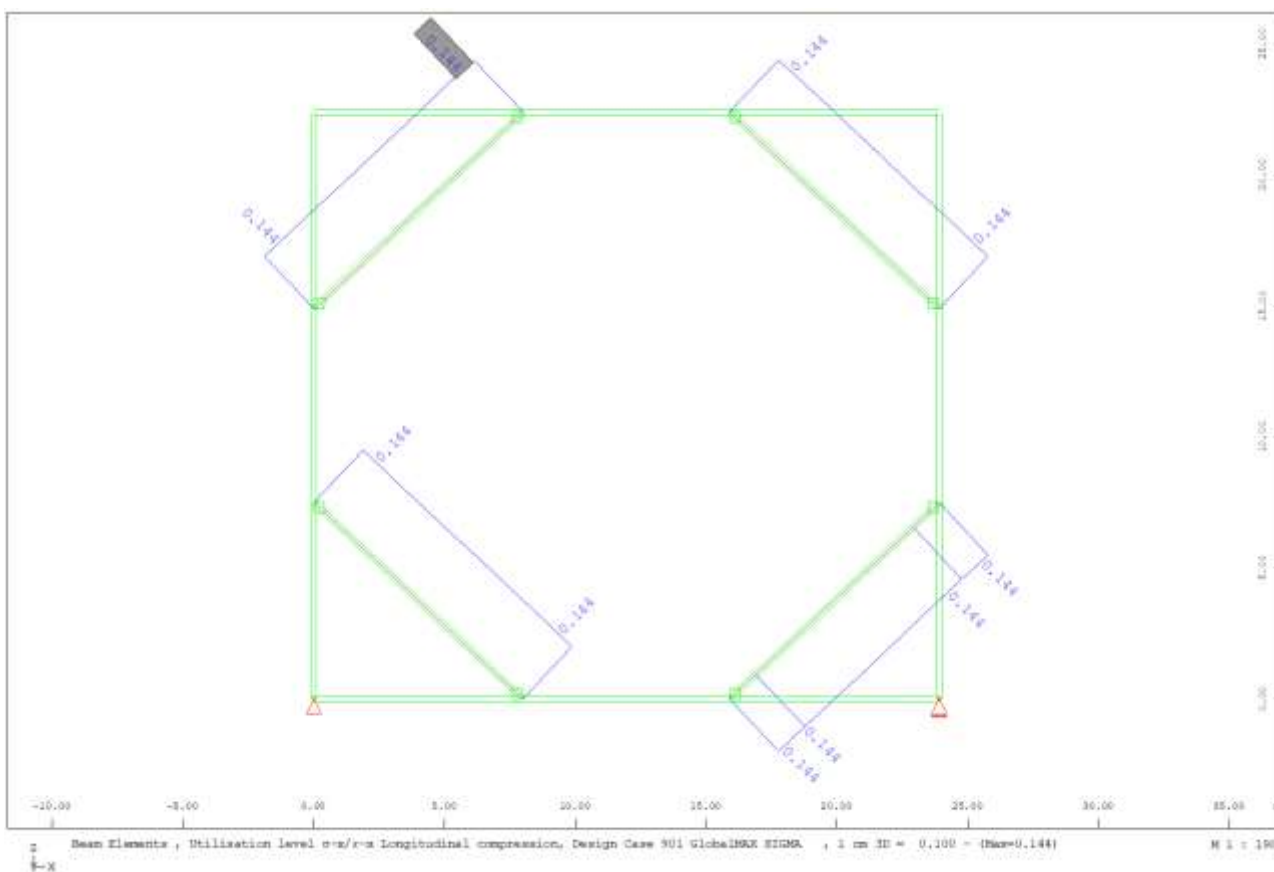


Figura 7-42 – Tasso di sfruttamento degli elementi

I tassi di lavoro sono tutti minori dell'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. Il tasso di lavoro maggiore per il puntone HEM 500 vale (Sfruttamento=0.144<1) si riporta i risultati in forma tabellare:

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.144
HE 500 M (EN 10365)	0.144	0.000	0.000	0.144	-	-	-	-	-	0.069	
Total	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.144
	0.144	0.000	0.000	0.144	-	-	-	-	-	0.069	

N	normal force	τ	shear stress
Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	principal or von Mises stress
My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp,Mts	torsion (p)primary and (s)secondary	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	transverse reinforcements or concrete shear strength
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks

Si riporta la verifica a instabilità per carico di Eulero.

La luce teorica del puntone è di circa 11 metri, il cordolo ha le seguenti dimensioni $b \times h = 1.20 \times 1.00$ m.

Quindi la lunghezza libera di inflessione è di

$L_i = 11 - 2 \times 0.6 \sqrt{2} = 9.27$ m, valore arrotondato a 9.50 m.

Si riporta la verifica mediante foglio excel per il puntone HEM-500.

N_{ed}	N_{ed}	γ_{M1}	A	f_{yk}	l	β	l_0	J	i	λ	$\lambda < 200$
[kN]	[N]		[mm ²]	[N/mm ²]	[mm]		[mm]	[mm ⁴]	[mm]		
2601	2.601.000	1,10	34430	275	9500	1,0	9500	191500000	74,58	127	OK

E	Ncr	λ segnato	curva	α	ϕ	χ	$\chi < 1$	$N_{b,Rd}$	S.F.	VERICA
[N/mm ²]	[N]							[N]		$N_{ed} < N_{b,Rd}$
210'000	4.397.852	1,47	b	0,34	1,79	0,35	OK	3.051.780	1,17	OK

l	lunghezza dell'asta (considero metà altezza della colonna circa dove il momento cambia segno)
β	dipende dallo schema di vincolo (incastro appoggio)
i	raggio d'inerzia
λ	snellezza
l_0	lunghezza di libera inflessione
N_{cr}	carico critico

Verifica soddisfatta F.S=1.17

7.8.8.3 Caratteristiche dell'opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell'opera:

Armature Sezione A-A:

Pali:

- gabbia 1 (lunghezza = 12 m): 20 \varnothing 26 - staffe \varnothing 10/ passo 10 cm (da 0 a -7.5m) + \varnothing 16/ passo 10 cm (da -7.5m a -12m)
- gabbia 2 (lunghezza = 11 m): 18 \varnothing 22 - staffe \varnothing 10/ passo 20 cm
incidenza totale = 200 kg/m³

Cordolo (1.2m x 1.0 m):

- Armatura lato terreno $A'_s = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato scavo $A_s = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura superiore/inferiore $A_s = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$;
- Armatura a taglio $A_s = \text{Staffa } \Phi 10/300 + \text{spillo } \Phi 10/300 = 7.07 \text{ cm}^2/\text{m}$.
incidenza totale = 50 kg/m³

Puntoni d'angolo: HEM500

8. MANUFATTO M3

Il seguente capitolo ha come oggetto il Progetto Definitivo delle opere provvisorie in corrispondenza del manufatto M3 che è l'opera rappresentativa tra i manufatti da M1 a M5.

L'area di studio della nuova opera rientra nell'ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Castel Sant'Angelo.

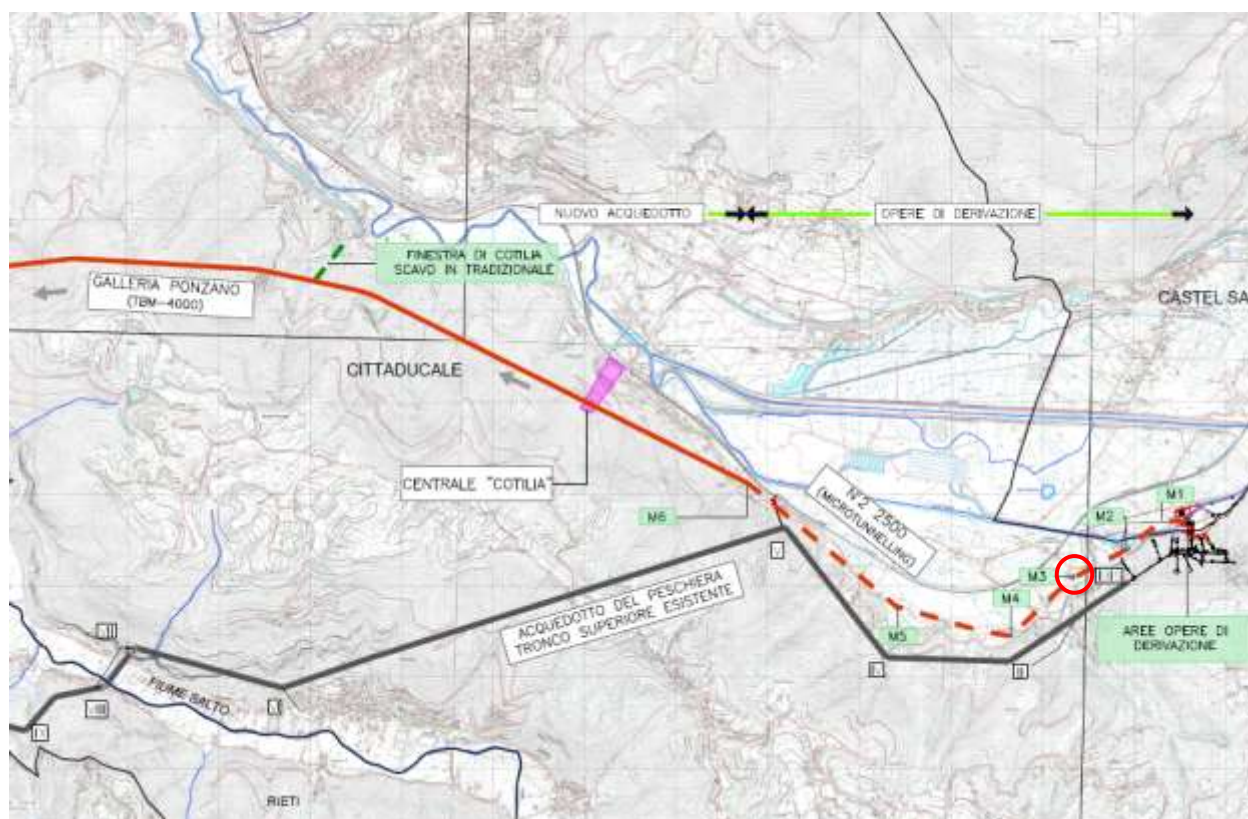


Figura 8-1: Ubicazione del Manufatto M3 – vista planimetrica

8.1 Software di calcolo

- 1- ParatiePlus ver. 21.1 della Harpaceas per l'analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- 2- RC-SEC V.2018.10.0.774 della Geostru - Licenza n° HJW8Q-EWEA3-PF2LE-6DWDC - per la verifica di sezioni di calcetsruzzo armato;
- 3- SAP 2000 Advanced versione 23.2.0 della CSI per l'analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:

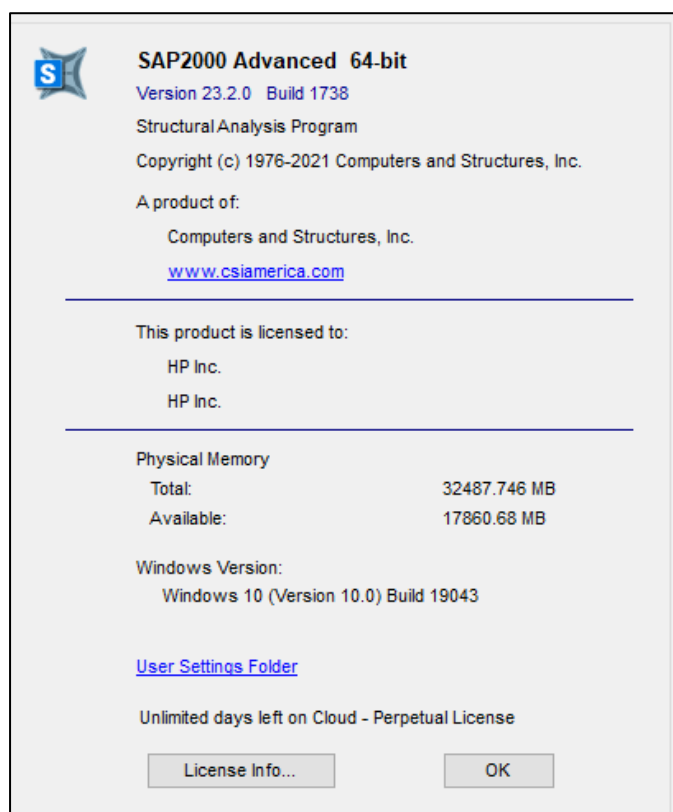


Figura 8-2: Licenza SAP2000

8.2 Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il manufatto M3 si prevede la realizzazione di un'opera provvisoria di sostegno costituita da una paratia di pali $\phi 800$. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, Figura 6-3, che nel seguito viene descritta.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente viene riassunta l'altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore magrone	Incremento (NTC 2018)	Scavo massimo di modello
	m	m	m	m
A-A	11.85	0.15	0.50	12.5

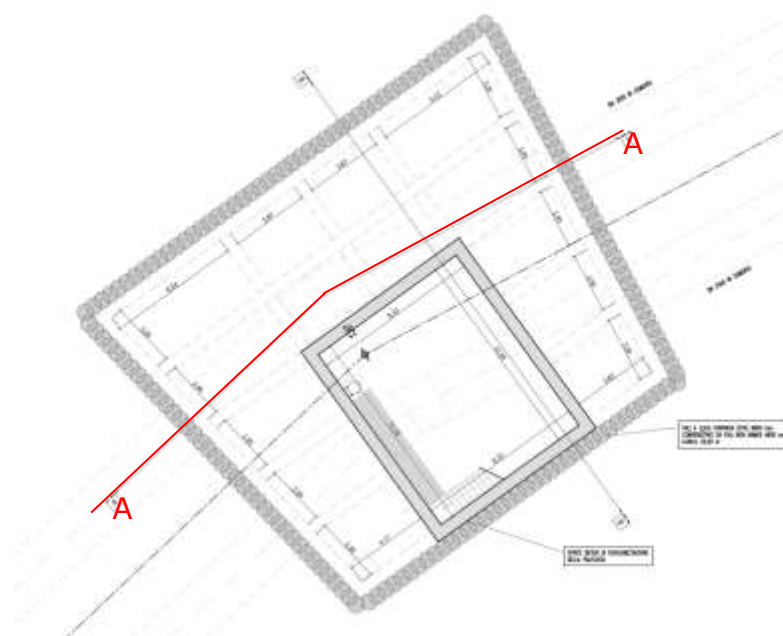


Figura 8-3: Posizione della sezione di calcolo delle opere provvisionali

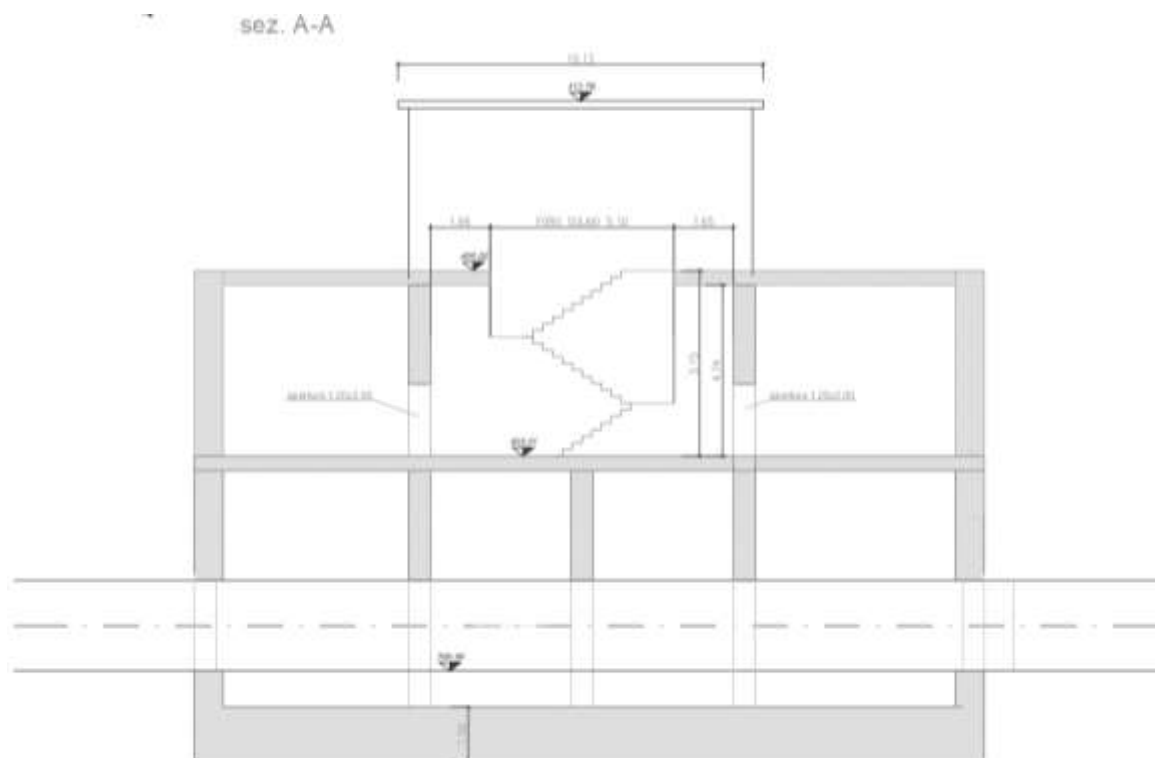


Figura 8-4: Sezione trasversale A-A

8.2.1. Sezione A-A

In corrispondenza del Manufatto M3, sezione A-A, si realizza una paratia di pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 500mm, e lunghezza totale 23m. La sequenza di costruzione di pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles), prevede l'esecuzione di pali primari e secondari, in cui solo questi ultimi vengono armati. Alla luce di questo, per raggiungere la profondità di scavo di progetto pari a 11.85 m da piano campagna, viene realizzato un sistema di puntone formato da puntoni interni d'angolo HEM500 e un cordolo in calcestruzzo di base 1.20 m e altezza 1.00 m. Tale sistema verrà realizzato interamente sopra la falda freatica. Successivamente, si prosegue lo scavo sotto falda e il getto della soletta di fondazione

in subacqueo di spessore pari ad 1.5m. La soletta di fondazione si conetterà ai pali della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta sia nella paratia. Le fasi di scavo vengono concluse con l'aggottamento totale dell'acqua dallo scavo (per la verifica di sollevamento si rimanda al capitolo 7.8.1.1). Per maggiori dettagli riguardo al dimensionamento dei puntoni si veda il Cap. 6.7.1.1.

8.3 Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio Si(3) e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.

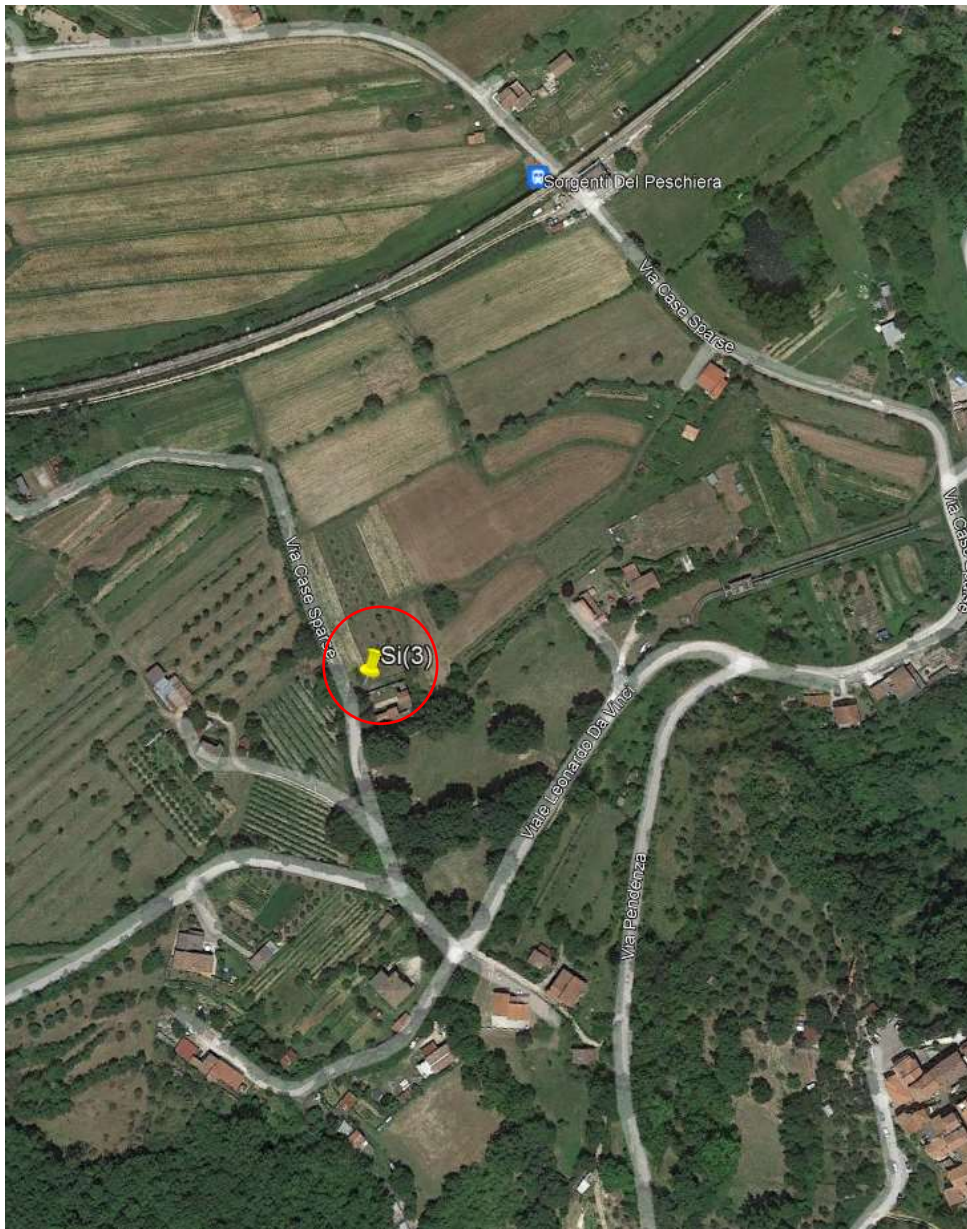


Figura 8-5 – Ubicazione sondaggio Si(3) - Fonte: Google Earth

Nella Figura 6-6 viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio Si(3).

Committente: Acea Elabori S.p.A.	Sondaggio: Si3
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell'Acquedotto del Peschiera	Data: 06-07/05/2019
Coordinate: 42.361875° N; 12.996441° E	Quota: 412 m slm
Perforazione: Carotaggio Continuo	

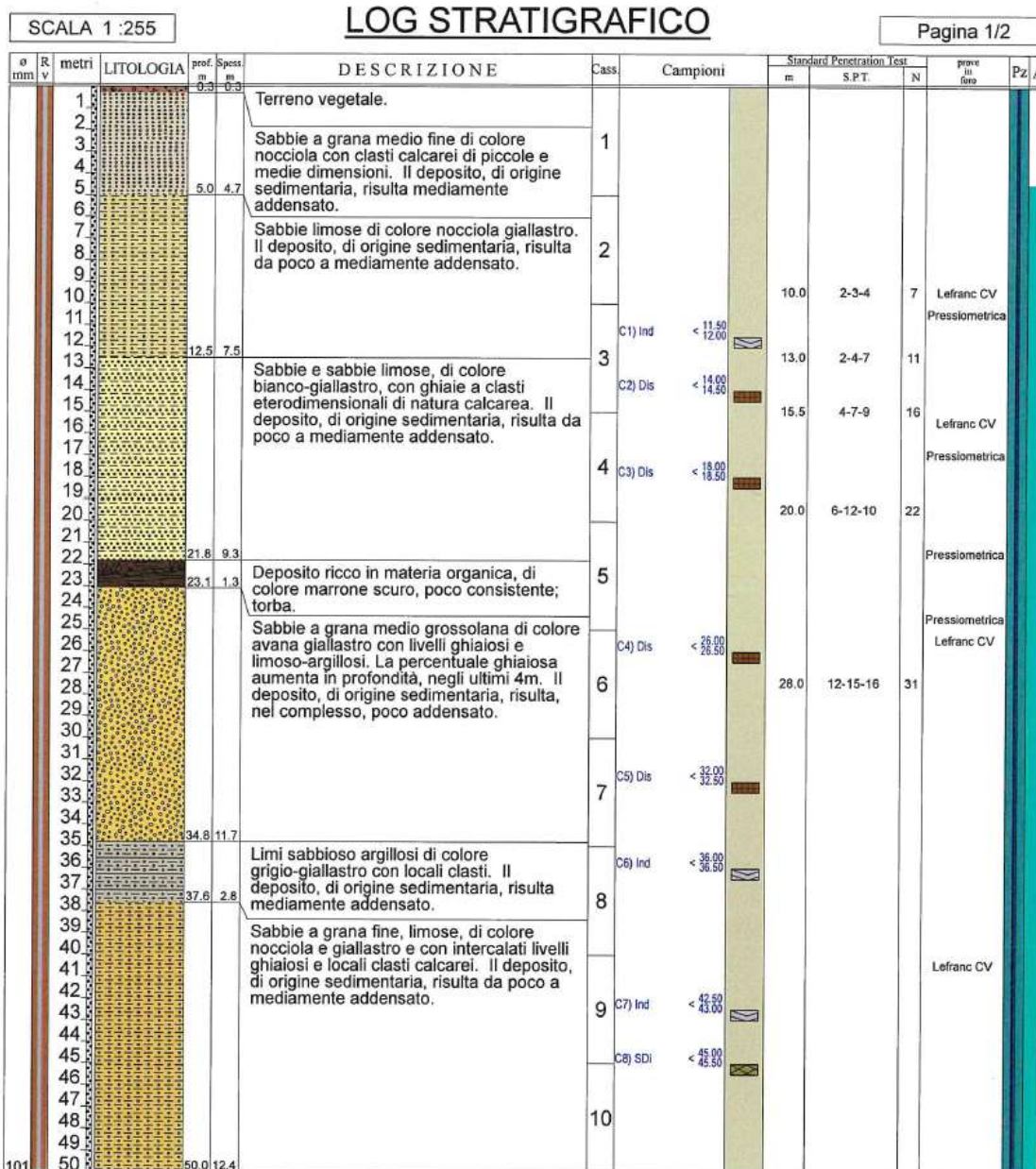


Figura 8-6 – Scheda stratigrafica del sondaggio Si(3)

8.3.1. Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all'esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 14 – Risultati della prova SPT – Sondaggio Si(3)

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N_{spt}
Si(3)	10.0	7
Si(3)	13.0	11
Si(3)	15.5	16
Si(3)	20.0	22
Si(3)	28.0	31

8.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni.

Tabella 15 – Risultati delle prove di laboratorio

Riferimento			Caratteristiche fisiche								Limiti di consistenza				Granulometria				Compr.			Taglio diretto					Elastometrica				
Sez. n°	Camp. n°	Profondità m	W %	T (N/m²)	T ₂₀₀ (N/m²)	T ₄₂₅ (N/m²)	T ₇₅ (N/m²)	Indice plast.	Plastic. %	Lim. %	LL %	LP %	SP %	IC %	0/075 %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	σ' (kPa)	φ (°)	c (kPa)	34.3 (kPa)	69.0 (kPa)	88.8 (kPa)	194.0 (kPa)	397.0 (kPa)					
Si3	C1	11.50 - 12.00	27.7	19.5	15.3	19.4	26.3	0.72	41.8	103.2	47.3	20.4	26.9	0.73	2.6	45.4	25.4	26.6	20.5	26.9	7.9	3478	3769	5600	10000	11200					
Si3	C2	14.00 - 14.50					26.3								6.1	71.3	15.5	7.1													
Si3	C3	18.00 - 18.50					26.1								7.3	66.1	17.4	9.2													
Si3	C4	26.00 - 26.50	17.9	19.0	16.1	19.8	25.8	0.60	37.5	78.6	51.3	22.8	28.5	1.17		38.7	32.9	28.4	118	37.6	13.6	3429	4083	6125	9800	15077					
Si3	C5	32.00 - 32.50					26.0								5.7	39.1	33.9	21.3													
Si3	C6	36.00 - 36.50	29.0	18.3	14.2	18.6	25.5	0.79	44.2	95.1	54.8	35.2	19.6	1.32		22.7	56.1	21.2	40.7	25.4	8.7	2229	3065	4086	5769	8717					
Si3	C7	42.50 - 43.00	19.9	20.0	16.7	20.3	26.5	0.59	37.1	91.4	41.0	25.3	15.7	1.34	27.2	52.5	11.6	8.7	30.4	27.9	7.2	3502	4903	4715	7486	12819					
Si3	C8	45.00 - 45.50					26.5								15.6	38.9	19.4	26.1													

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio Si(3), si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) per un spessore pari a circa 1.5 m formato dal terreno vegetale sabbioso con clasti. A seguire si trova uno strato costituito da sabbie a grana medio-fine con ghiaie (UG2), fino a profondità circa 11 m dal piano campagna. Per le profondità maggiori di 60 m da piano campagna, è presente un deposito di terreno formato da limo sabbioso debolmente argilloso (UG3).

Tabella 16 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	Eop (MPa)	Eed* (MPa)
UG1	0.0 – 1.5	Terreno vegetale sabbioso con clasti spigolosi di origine calcarea	16.0	25	0	10	2.5
UG2	1.5 – 11.0	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)	18.0 – 21.0	27 - 32	8 - 10	20	4.0 - 6.0
UG3	11.0 – 30.0	Limo sabbioso debolmente argilloso (facies coesiva)	18.0 – 20.0	22 - 25	9 - 15	20	9.0 – 13.0

Profondità falda (dal p.c.) = -4.5 metri

*** valore riferito alla frazione fine**

8.4 Analisi dei carichi

8.4.1. *Peso proprio*

- Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

8.4.2. *Carichi accidentali*

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

8.4.3. Azione sismica

L'azione sismica è stata omessa nelle analisi in quanto le opere sono provvisorie, con una durata minore di 2 anni.

8.4.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \tan \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

8.5 Verifiche paratie di pali

8.5.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

8.5.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell'opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l'altezza di scavo.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

8.6 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_v	γ_γ	1,0	1,0

8.7 Analisi numeriche




Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisorie in corrispondenza del manufatto M3. Il modello per la paratia di pali secanti $\varnothing 800$ è stato realizzato con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU.

8.7.1. Sezione A-A:

8.7.1.1 Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 17 – Modello geotecnico – Sezione A-A

	Terreni	γ_{DRY} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	18	0	25	$E_{vc} = 10000$ $E_{ur} = 16000$
	UG2 Sabbia / Ghiaia	19	8	27	$E_{vc} = 20000$ $E_{ur} = 32000$
	UG3 Limo	19	9	22	$E_{vc} = 20000$ $E_{ur} = 32000$

Le fasi esecutive per l'analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

1. Stato geostatico iniziale.
2. Prescavo di 1.7 m ed applicazione del sovraccarico di cantiere pari a 20 kPa.
3. Getto dei pali compenetrati con il diametro pari a 800 mm e interasse di 0.5 m.
4. Scavo alla quota di -6.2 m da p.c. al fine di realizzare i puntoni ed applicazione un sovraccarico pari a 13 kpa (da -1.7m a -3.0m dal p.c) dovuto a riempimento di eventuali fessure verticali con acque piovane.
5. Installazione i puntoni in sommità dei pali, applicando una molla elastica.
6. Scavo sommerso fino alla quota di -10.0 da p.c.
7. Raggiungimento quota di fondo scavo (-14.2 m da p.c.).
8. Realizzazione della soletta di fondazione applicando una molla elastica e attivazione il sovraccarico pari a 37.5 kN/m, dovuto dal peso della soletta, sul fondo scavo.
9. Ripristino della condizione idraulica applicando la pressione dell'acqua sulla parete (applicando l'opzione di Lining Option di software Paratie).
10. Svuotamento dell'acqua dallo scavo fino alla quota -9 m da p.c.
11. Svuotamento totale dell'acqua dallo scavo.
12. Applicazione la spinta dovuta dal microtunnelling pari a 560 kPa.

Di seguito la rappresentazione grafica degli stage sopra descritti:

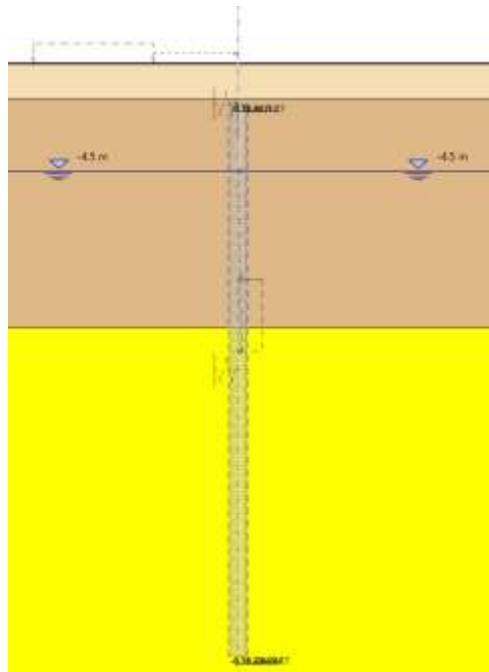


Figura 8-7 – Fase 1

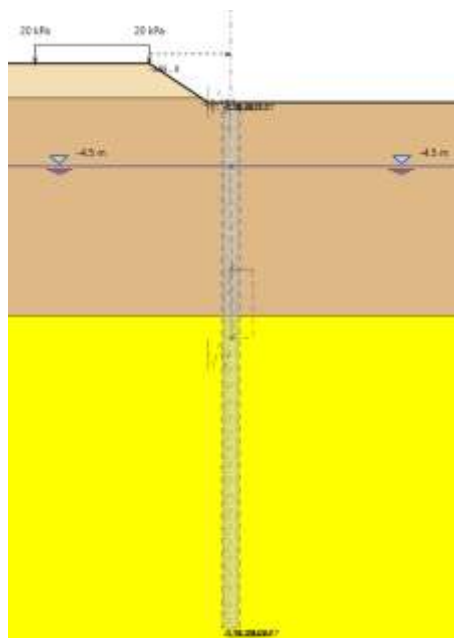


Figura 8-8 – Fase 2

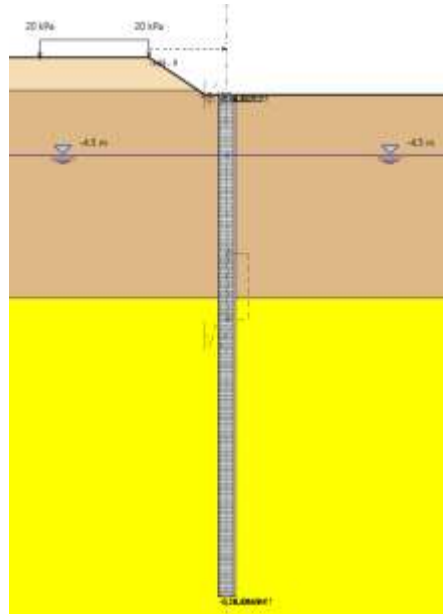


Figura 8-9 – Fase 3

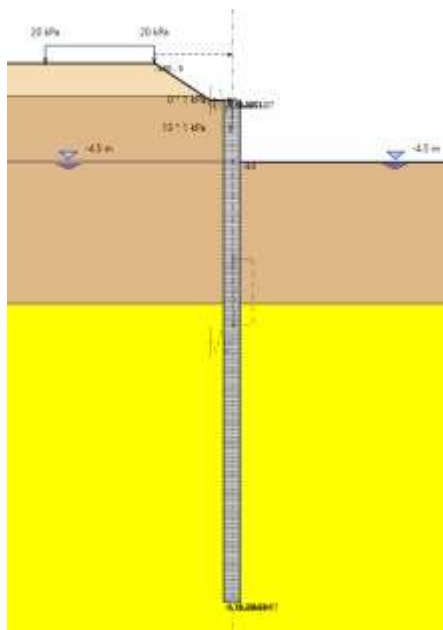


Figura 8-10 – Fase 4

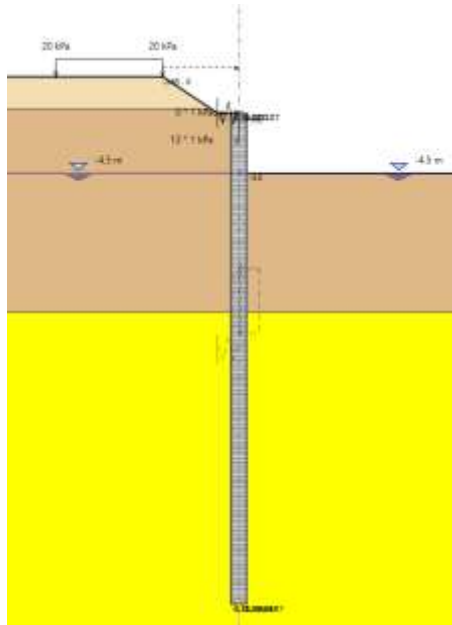


Figura 8-11 – Fase 5

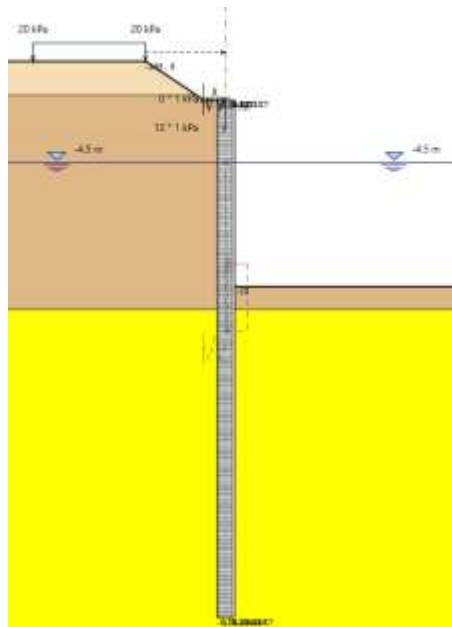


Figura 8-12 – Fase 6

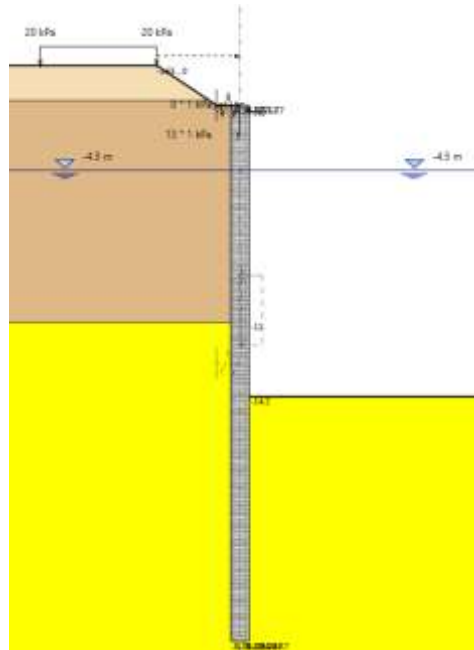


Figura 8-13 – Fase 7

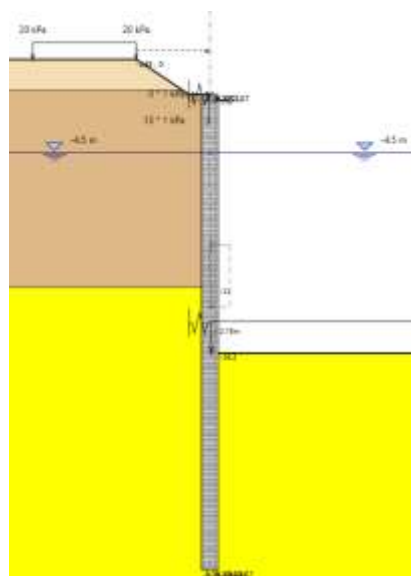


Figura 8-14 – Fase 8

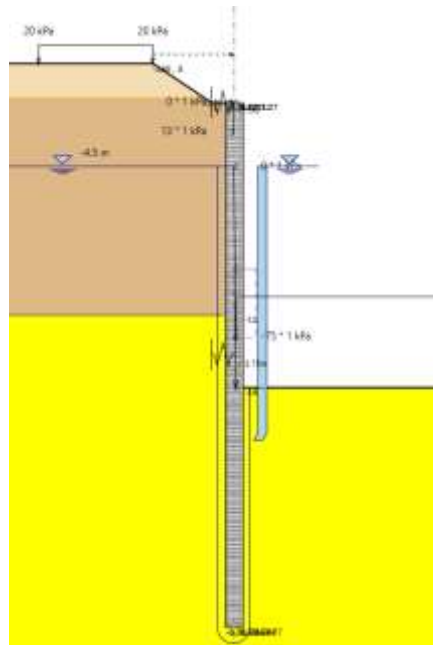


Figura 8-15 – Fase 9

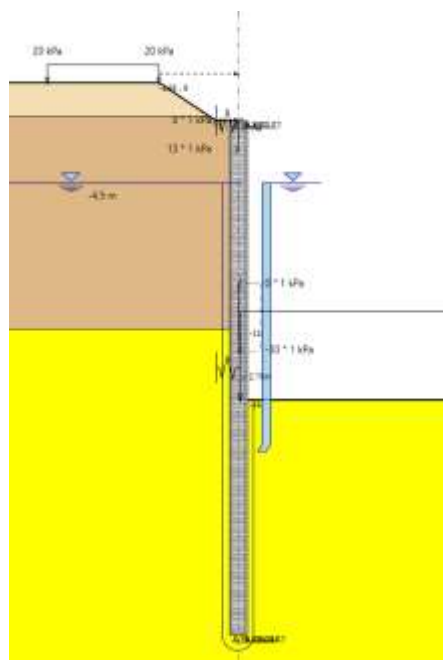


Figura 8-16 – Fase 10

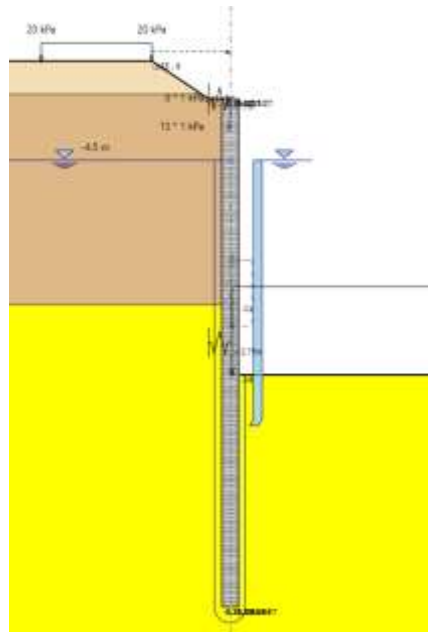


Figura 8-17 – Fase 11

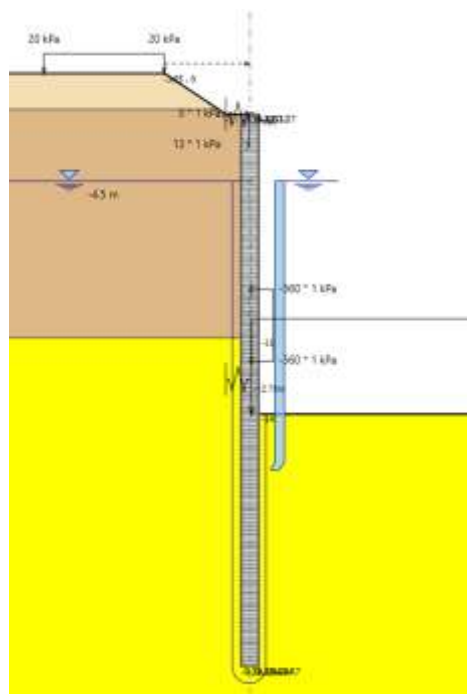


Figura 8-18 – Fase 12

8.7.1.2 Calcolo rigidità del sistema di puntamento

Il modello sviluppato con paratie plus vede una paratia con un ordine di puntoni in testa alla paratia.

Al fine di avere libera l'area dello scavo si prevedono dei puntoni inclinati.

I puntoni inclinati sono delle travi HEM-500, quest'ultime puntano su un cordolo in calcestruzzo di base 1.20 m e altezza 1.00 m.

Per la taratura delle molle da considerare come simulazione del sistema di puntamento, è stato considerato un modello di telaio di puntamento formato da travi perimetrali in calcestruzzo (cordolo in cls 1.20x1.00m) e puntoni HEM500 per i puntoni posti in testa alla paratia. La geometria del telaio è stata considerata rettangolare con dimensioni 19.00m x 21.0 m.

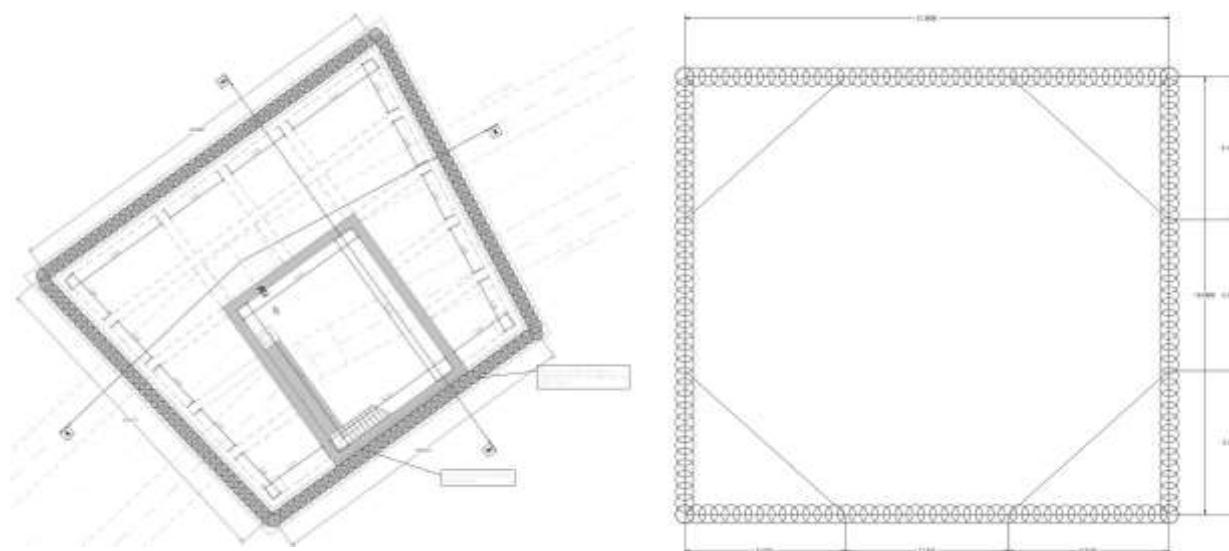


Figura 8-19 – Geometria telaio di puntamento

Caricando la struttura con un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale subito dal sistema in corrispondenza del lato considerato come rappresentativo della sezione di calcolo. Invertendo tale valore è stato ricavato il valore di rigidezza equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

Per il modello sviluppato per il primo ordine di puntoni, si ottiene il seguente valore di spostamento pari a 0.0614 mm; ne consegue una rigidezza $k=16286.64$ kN/m delle molle.

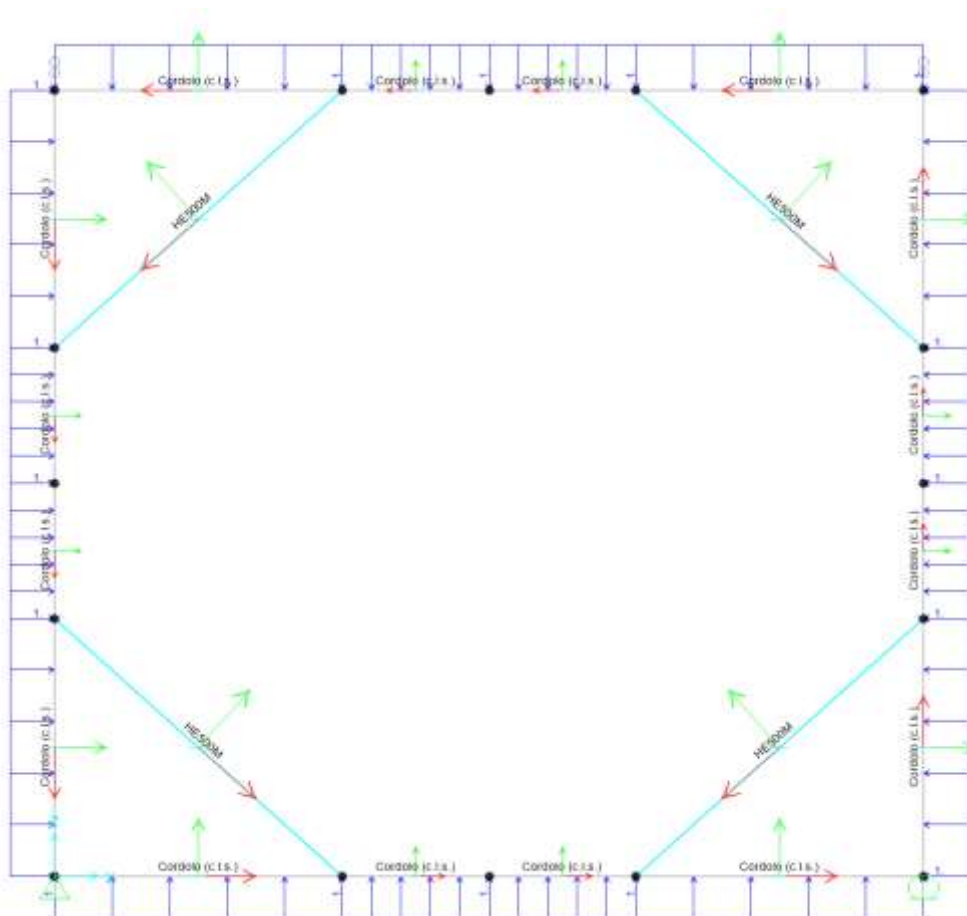


Figura 8-20 – Geometria del telaio modellata nel software SAP 2000

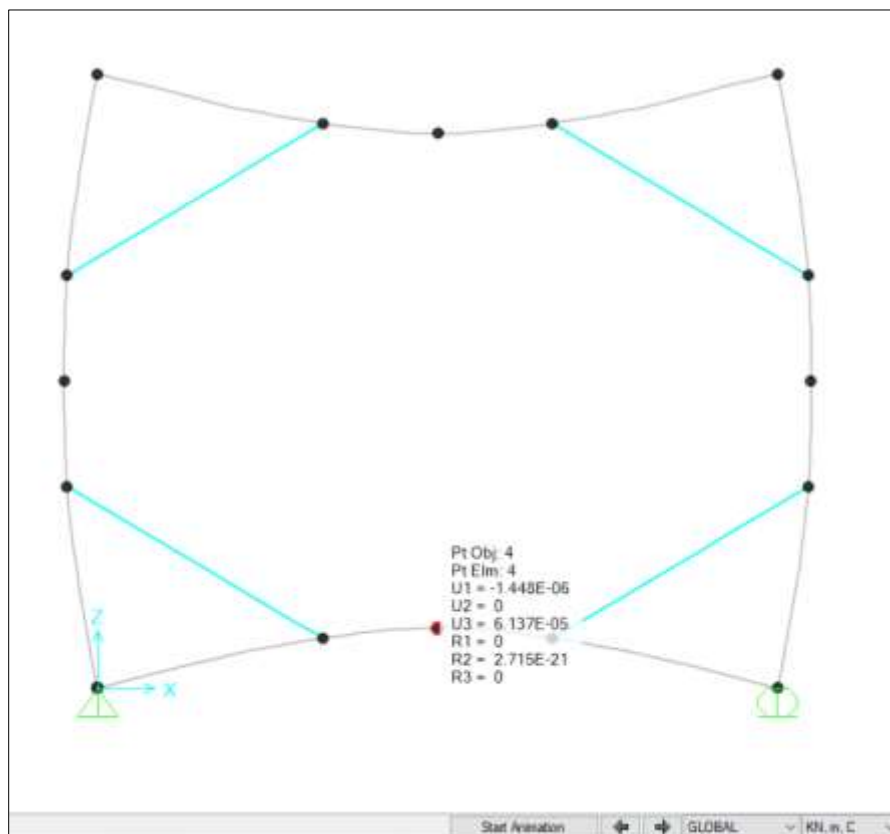


Figura 8-21 – Spostamenti ottenuti con l'applicazione di un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m

8.8 Risultati – Sezione A-A

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per i modelli implementati, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

8.8.1. Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell'analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1).

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 2234.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; momento flettente massimo

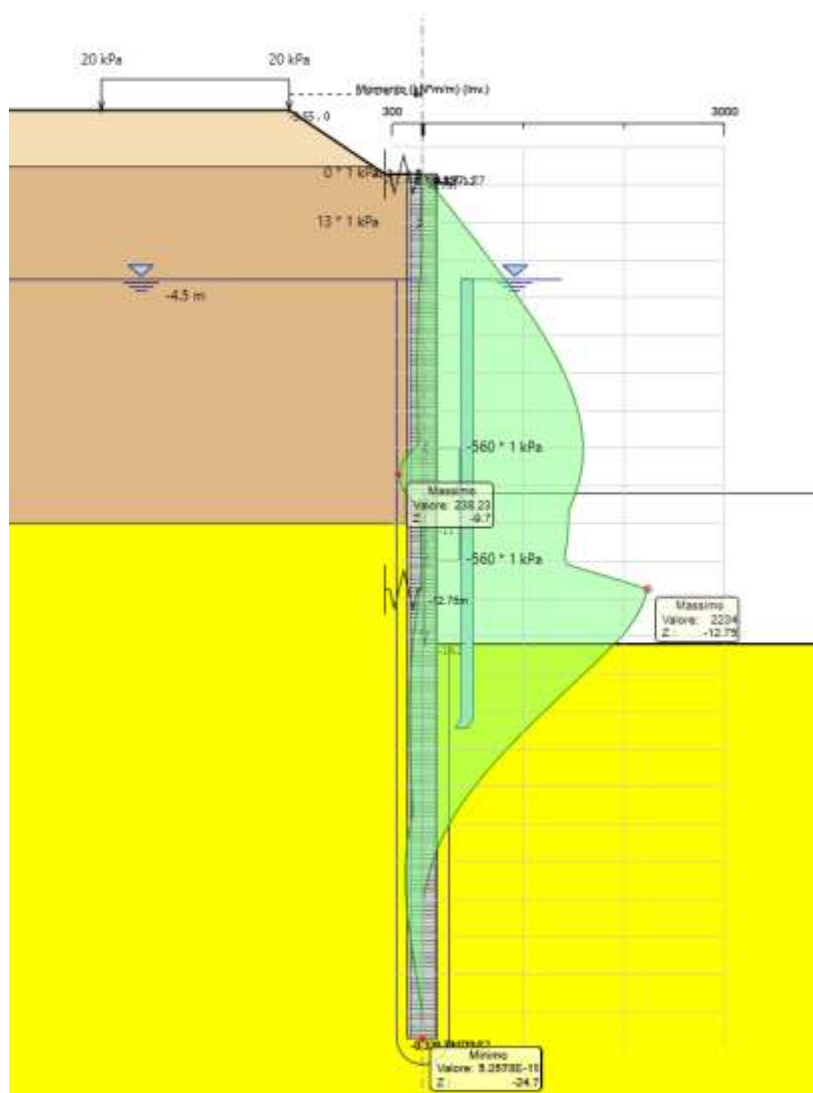


Figura 8-22 – Diagramma del momento flettente – sezione A-A

Il diagramma del Taglio:

$T_{max} = 1305.0 \text{ kN/m}$; taglio massimo

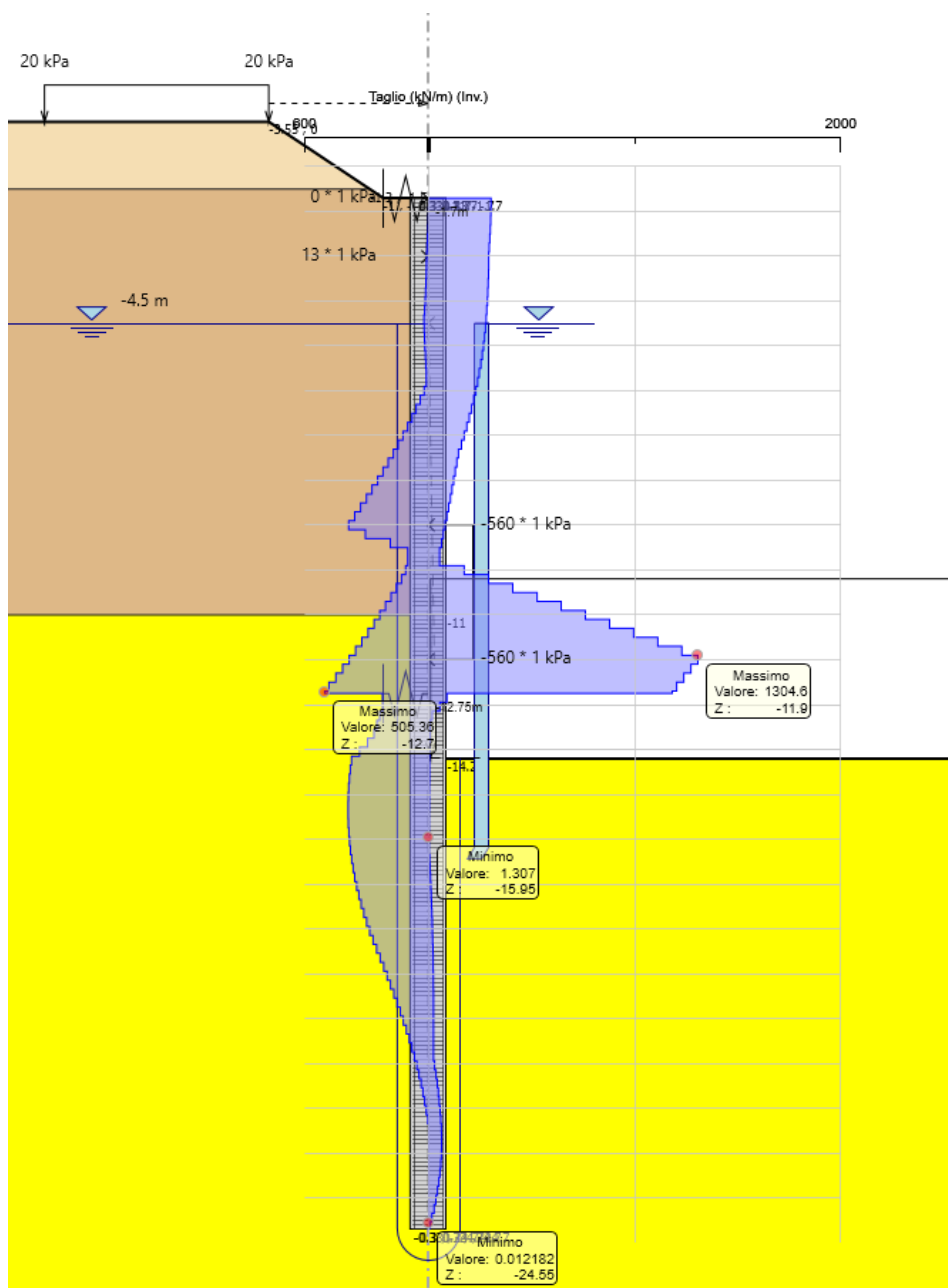


Figura 8-23 – Diagramma del taglio – sezione A-A

8.8.2. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 4.65 cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 6.25$ cm, pertanto la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.

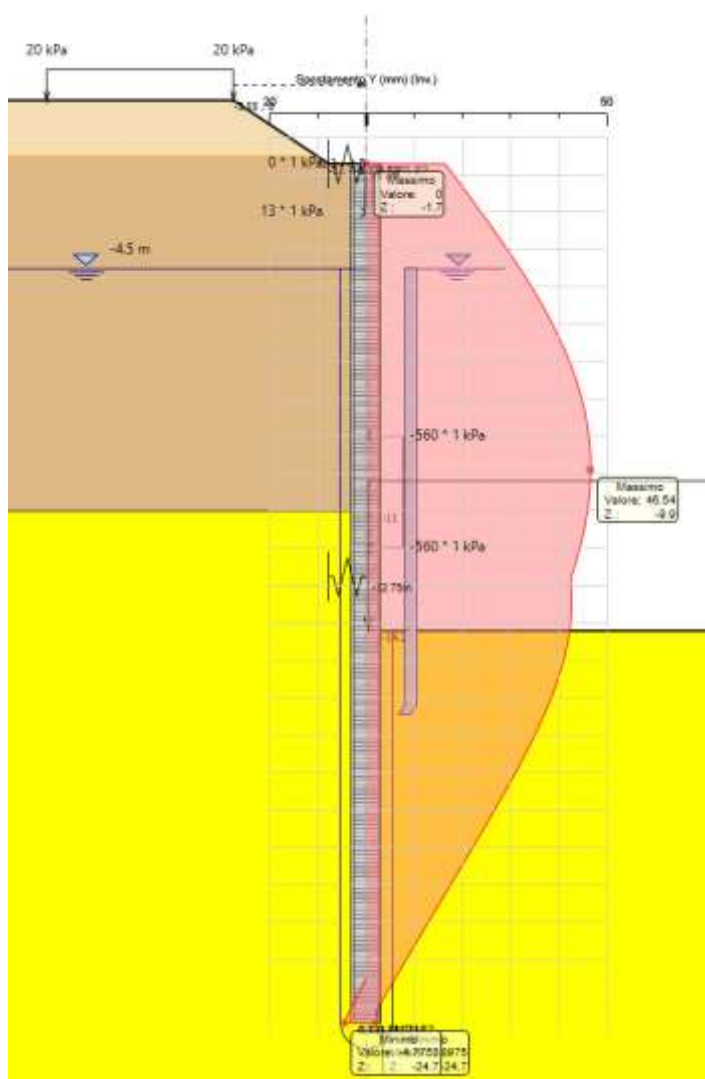


Figura 8-24 – Diagramma spostamenti – sezione A-A

8.8.3. Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici

8.8.1.1 Sollevamento (UPL)

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

- $V_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione instabilizzante
- $G_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione permanente instabilizzante
- $Q_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione variabile instabilizzante
- $G_{stb,d}$ valore di progetto dell'azione permanente stabilizzante
- R_d valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018.

I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018 (Vedasi Cap. 6.6).

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q8}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{qs} .

La resistenza laterale è dovuta dall'attrito tra il palo e il terreno. Per garantire l'efficacia dello sviluppo di tale resistenza e la connessione tra il palo e la soletta, è necessario verificare gli spinotti dal punto di vista strutturale.

Lunghezza soletta	Lcop	21.125	m
Larghezza soletta	Bcop	19	m
Area soletta	Bcop x Lcop	401.375	m ²
Spessore fondazione	H fond	1.500	m
Lunghezza palo	L palo	23.000	m
Diametro palo	D palo	0.800	m
Area palo	A palo	0.503	m ²
Numero dei pali	np	100	
Battente idraulico	hw	9.050	m
Peso di volume acqua	γ_w	10.000	kN/m ³
Pressione neutra all'interfaccia della soletta	pw	90.500	kPa
Azione instabilizzante	Vinst	36324.438	kN
		36.324	MN
Peso di volume calcestruzzo	γ_{cls}	25.000	kN/m ³
Peso proprio fondazione	Gstab_sol	15051.563	kN
		15.052	MN
Peso proprio pali	Gstab_pali	28902.6524	kN
		28.903	MN

dove:

Sottospinta dell'acqua: $V_{inst} = p_w * B_{cop} * L_{cop}$; ($p_w = \gamma_w * h_w$)

Peso della fondazione: $G_{stab_sol} = \gamma_{cls} * B_{cop} * L_{cop} * H_{fond}$

Peso proprio pali: $G_{stab_pali} = n_p * \gamma_{cls} * L_{palo} * A_{palo}$

Per compensare la spinta idrostatica che in fase provvisoria risulta superiore al peso di fondazione, risulta necessario inserire delle barre filettate tipo Dywidag al fine di resistere a taglio. Lo sviluppo planimetrico delle opere provvisionali è di circa 80 m. Verranno inseriti 2 spinotti in ciascun palo per meglio trasferire le tensioni dovute al galleggiamento, pari ad un numero totale di 161 barre.

La resistenza totale di progetto per singolo spinotto si calcola nel seguente modo:

$$G_{stab_barr} = n * V_{bd}$$

dove:

$$V_{bd} = \frac{A_{barra} f_y}{\gamma_R \gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Occorre inoltre verificare a schiacciamento il calcestruzzo in prossimità della barra filettata, adottando una classe C25/30 per il calcestruzzo.

Il valore minimo che barre devono compensare è pari a:

$$Q_{barre} = 1.1 * V_{inst} - 0.9 * (G_{stab_sol} + G_{stad}); \text{ taglio totale nelle barre}$$

$$V_{barra} = \frac{Q_{barre}}{n}; \quad \text{taglio in ciascuna barra}$$

Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 40 cm, la superficie di contatto barra-cla è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm}$$

$$A_c = L_{anc} * D_{barra}; \text{ area di contatto spinotto-cla per sollecitazione agente di taglio}$$

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c}$$

Verifica a schiacciamento del cls e Spinotti			
Numero di barre tipo dywidag per spinotti	n	161.000	
Diametro barre	Dbarra	40.000	mm
Area barre	Abarra	1256.637	mm ²
		0.00125664	m ²
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione	Rck	30.000	Mpa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	fck	24.900	Mpa
Resistenza di progetto a compressione	fcd	14.110	Mpa
Taglio totale nelle barre	Qbarre	26.410	MN
Taglio in ciascuna barra	Vbarra	164.040	kN
Lunghezza di ancoraggio spinotto	L _{anc}	30.000	cm
Area di contatto spinotto-cls per sollecitazioni agente di taglio	Ac	0.012	m ²
Tensione di schiacciamento sul cls	σ_{cls}	13.670	Mpa
VERIFICA ($\sigma_{cls} < fcd$) - schiacciamento	soddisfatta		
Tensione di snervamento	f _y	950.000	Mpa
Coeff. parziale acciaio per verifiche resistenza	γ_{m0}	1.050	
Coeff. parziale acciaio per tiranti provvisori	γ_R	1.100	
Resistenza a taglio di progetto singolo spinotto	V _{bd}	596.748	kN
VERIFICA (Vbarra < Vbd) - taglio	soddisfatta		

La resistenza laterale è stata calcolata nel seguente modo: in assenza dei valori esatti dei coefficienti della spinta (k), che verranno modificati durante le fasi di scavo, è stato fatto riferimento all'ultima fase di scavo e sono stati ricavati i valori degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h). Successivamente sono stati calcolati gli sforzi tangenziali (τ), assumendo il criterio di rottura Mohr-Coulomb, e integrati lungo tutto il palo.

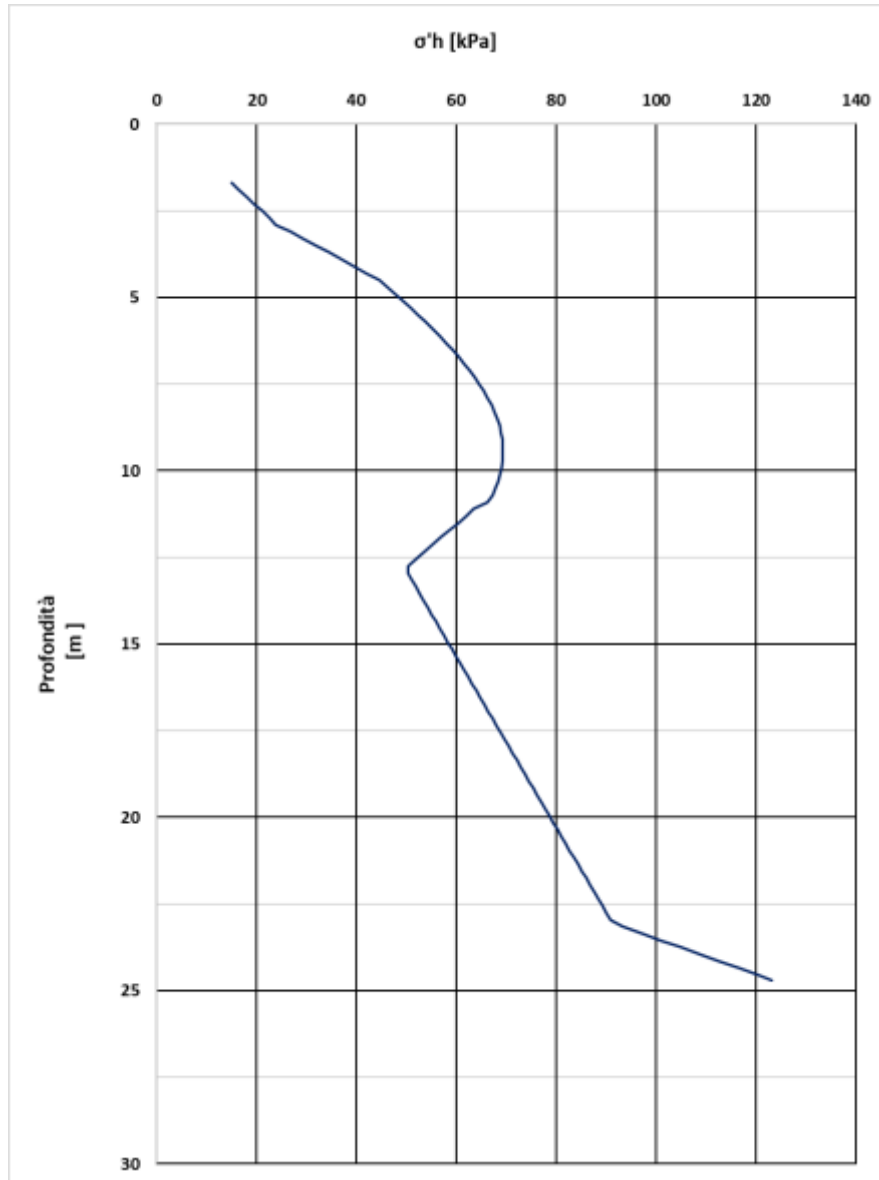


Figura 8-25 – Profilo degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h) lungo il palo

$$\tau_{,i} = \sigma'_{h,i} * \text{tg}(\varphi'd)$$

$$R_{k,i} = \frac{(\tau_{,i} + \tau_{,i+1}) * \Delta}{2}$$

dove: $\Delta = 20$ cm (passo di integrazione)

$$R_k = \sum R_{k,i}$$

Resistenza laterale (attrito palo-terreno): $R_{tot} = 2 * (L_{cop} + B_{cop}) * R_k$;

(L_{cop} :Lunghezza soletta, B_{cop} :Larghezza soletta).

Verifica di sollevamento (UPL)			
Peso proprio fondazione	Gstab_sol	15051.563	kN
		15.052	MN
Peso proprio pali	Gstab_pali	28902.6524	kN
		28.903	MN
Resistenza laterale (attrito palo-terreno)	R,tot	42224.340	kN
		42.224	MN
Azione instabilizzante	Vinst	36324.438	kN
		36.324	MN
	$\gamma G1$ sfav	1.100	
	$\gamma G1$ fav	0.900	
	Vinst,d	39.957	MN
	Gstb,d	77.561	MN
VERIFICA (Gstb,d>=Vinst,d)	soddisfatta		

La verifica di sollevamento risulta soddisfatta in quanto:

$$(G_{stb,d} =) 0.9 * [G_{stab_sol} + G_{stab_pali} + R_{tot}] = 77.561 \text{ MN} > 39.957 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

L'armatura della soletta viene verificata in prima battuta considerando la soletta di fondazione appoggiata su 4 lati in corrispondenza dei pali e soggetta alla sottospinta idraulica considerando un tirante idraulico al di sopra della soletta di 9.2m. Si riporta di seguito il calcolo effettuato:

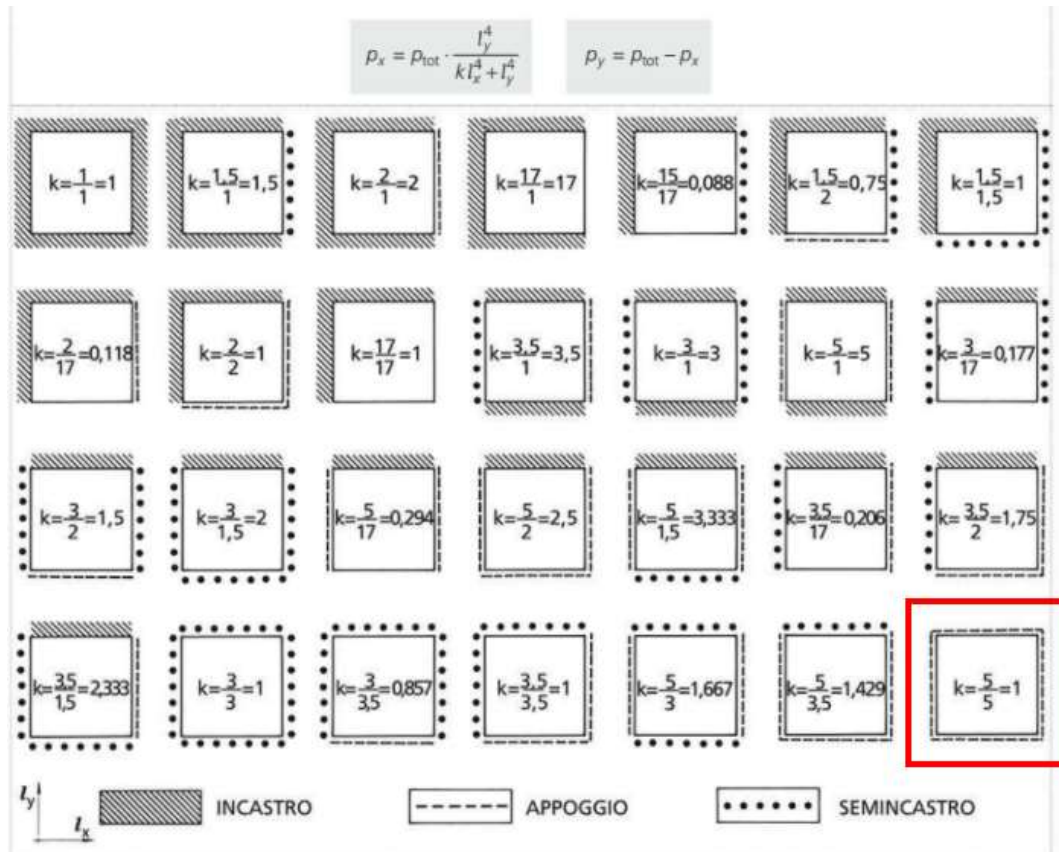


Figura 8-26 – Definizione delle pressioni agenti nelle due direzioni

γ_{water}	10 kN/m ³	peso di volume acqua
h	9.20 m	altezza falda
pw	92 kN/m ²	sottospinta idraulica
tsoletta	1.5 m	spessore soletta
γ_{cls}	25 kN/m ³	peso di volume cls
gsoletta	37.5 kN/m ²	peso soletta
ly	19.00 m	larghezza piastra in y
k	1	
lx	21.00 m	larghezza piastra in x
ptot=pw-gsoletta	54.5 kN/m ²	
px	22 kPa	
py	33 kPa	
Mx	1205 kNm	momento di calcolo in direzione x
My	1473 kNm	momento di calcolo in direzione y

TITOLO: verifica soletta per sottospinta idraulica M3

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1500

N°	As [mm²]	d [mm]
1	4524	72
2	4524	1428

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 0 kN
M_{xEd}: 1473 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

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

Materiali
B450C C32/40
ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 18.13
E_s/E_c: 15 I_{cc}/I_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 12.25
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
τ_{c1}: 2.114

M_{xEd}: 2,446 kNm
σ_c: -18.13 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 54.82 ‰
d: 1,428 mm
x: 85.7 w/d: 0.06001
ξ: 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo sezione
 Retta Deviata

N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 mm Col. modello

Precompresso

La sezione armata con 10φ24 su entrambi i bordi e risulta verificata.

8.8.4. Verifiche degli elementi strutturali

8.8.1.2 Pali

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per le gabbie di armatura. La gabbia 1 ha una lunghezza pari a 7m. Le barre della gabbia 2, con una lunghezza pari a 3m, sono state progettate in vetroresina (VTR) al fine di facilitare l'attraversamento della macchina del microtunneling nella zona di scavo. Nelle aree non interferenti con microtunneling, l'armatura di gabbia 2 viene sostituita con ferri in acciaio. La gabbia 3 è la parte più sollecitata del palo e ha una lunghezza pari a 3m. La quarta gabbia, con una lunghezza pari a 4m, viene armata come la gabbia 1 avendo le stesse sollecitazioni massime. L'ultima gabbia di lunghezza 6 m è stata dimensionata per la parte inferiore dei pali e meno sollecitata.

	M,max [kN.m]	T,max [kN]	z [m]
Gabbie 1 e 4	1589.00	391.25	9.00
Gabbia 2	1589.00	-	9.00
	-	1305.00	11.90
Gabbia 3	2234.00		12.75
Gabbia 5	318.00	236.00	18.70

Tabella 18 – Sollecitazioni massime – sezione A-A

dove:

- $M_{,max}$ ed $T_{,max}$ sono le sollecitazioni di calcolo;
- z è la profondità in corrispondenza della sollecitazione calcolata.

8.8.1.2.1 Verifiche gabbia 1, gabbia 2 e gabbia 4

Armature longitudinali: 30 \varnothing 26 (in acciaio)

Armature trasversali: staffe \varnothing 10/ 10 cm (in acciaio)

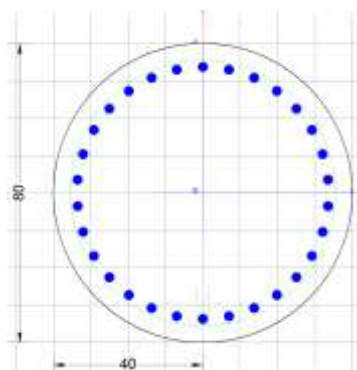


Figura 8-27 – Gabbia 1 e 4 – sezione A-A

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi

Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro

Normativa di riferimento: N.T.C.

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C25/30			
Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	
ACCIAIO - Tipo: B450C			
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068		

Modulo Elastico E_f 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	33.730	26	

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb. N Mx My Vy Vx

1 0.001590.00 0.00391.25 0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 4.4 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	1590.00		0.00	0.00		1.01159.3	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00269	0.0	33.7	-0.00595	0.0	33.7	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000128196	-0.001627834		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

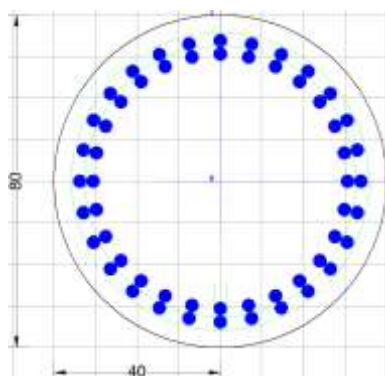
Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e D_{med} .
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lungh.legat.proietta-$
 ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	391.251291	63468.6662	3 53.7	72.2	1.420	1.000	13.115	7(0.0)	

8.8.1.2.2 Verifica gabbia 2 con armatura in VTR

Armature longitudinali: 28 ϕ 32 + 28 ϕ 32 (in VTR)

Armature trasversali: staffe ϕ 16/ 10 cm (in VTR)


Figura 8-28 - Gabbia 2 - sezione A-A
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	

VETRPRESINA- Tipo:	VTR (32)		
Resist. caratt. snervam. fyk:	513.00	MPa	
Resist. caratt. rottura ftk:	580.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:	446.00	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:	504.00	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:	0.012		
Modulo Elastico Ef	460000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0 0.0	33.828	32		
2	0.0 0.0	30.628	32		

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.001590.00	0.000.00	0.000.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)

Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic. As Totale
1	N	0.00	1590.00	0.00	0.00	1678.450.00	1.06450.4(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00281	0.0	33.8	-0.00471	0.0	33.8	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000111183	-0.000947330		

VERIFICHE A TAGLIO
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

VETRORESINA - Tipo: VTR(16)

Resist. caratt. snervam. fyk:	320.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk: 362.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:	278.00	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	315.00	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.007	
Modulo Elastico Ef 460000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

Diam. Staffe: 16 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

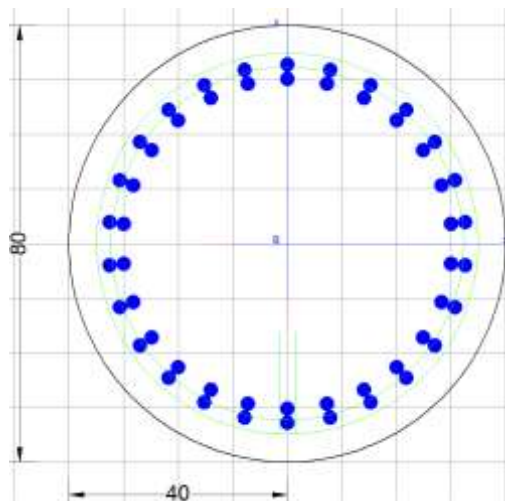
Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1305.00	1305.00	1556.62	6262.0	51.9	72.9	1.000	1.000	51.076.6(0.0)

8.8.1.2.3 Verifica gabbia 3

Armature longitudinali: 26 φ 26 + 26 φ 26 (in acciaio)

Armature trasversali: staffe φ 16/ 10 cm (in acciaio)


Figura 8-29 - Gabbia 3 – sezione A-A
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	

ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068		
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm

X centro circ.:0.0 cm

Y centro circ.:0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0 0.0	32.826	26		
2	0.0 0.0	30.226	26		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.002234.00	0.001305.00	0.00		

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.9 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	N	0.00	2234.00		0.00	0.00	2432.860.00	1.09276.1	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00270	0.0	32.8	-0.00455	0.0	32.8	-0.00455

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000110534	-0.000921368		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

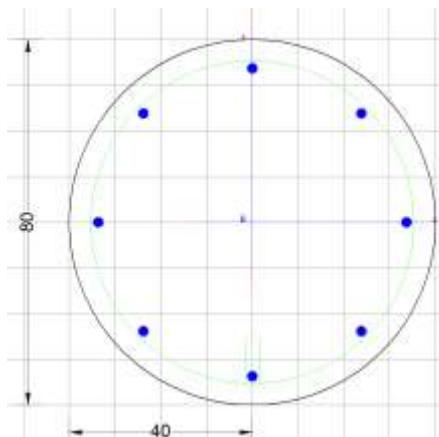
Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e D_{med} .
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°	Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1		S	1305.00	1305.00	1683.48	61.0	50.9	72.7	1.094	1.000	59.977.2(0.0)

8.8.1.2.4 Verifica gabbia 5

Armature longitudinali: 8 ϕ 22 (in acciaio)

Armature trasversali: staffe ϕ 10/ 20 cm (in acciaio)


Figura 8-30 - Gabbia 5 – sezione A-A
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	

ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068		
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0 0.0	33.7 8	22		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00318.00	0.00236.00	0.00		

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 23.6 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	318.000.00	0.00	0.00	371.48	0.001.17	30.4	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00198	0.0	33.7	-0.01427	0.0	33.7	-0.01427

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000241099	-0.006143961		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e D_{med} .
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°	Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S		236.00	1254.98	268.31	617.8	61.5	61.2	1.420	1.000	6.97.9(0.0)

8.8.4.2 Puntoni

Il sistema di puntonamento è realizzato da un cordolo in cls formato da travi perimetrali di base 1200mm e altezza 1000m e puntoni interni d'angolo HEM500. La reazione sui puntoni, ovvero sulle molle inserite nel software di calcolo paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema di puntonamento al fine di effettuarne le verifiche. La reazione massima vale 302 kN/m. Tale valore viene applicato al sistema di puntonamento:

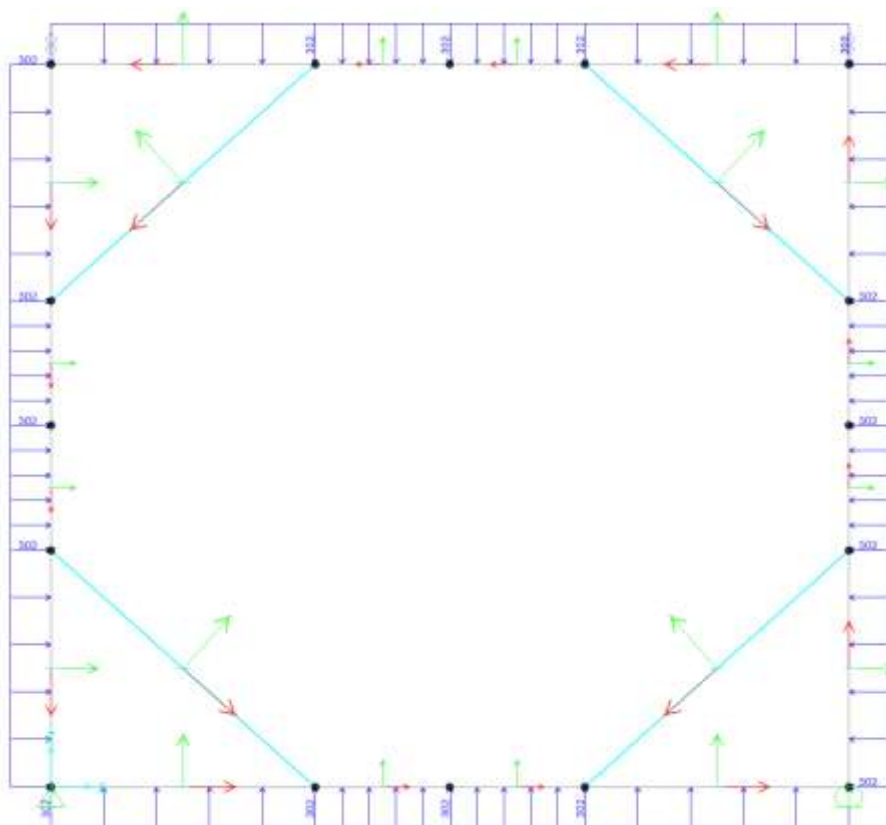


Figura 8-31 – Applicazione del carico sul sistema di puntonamento

Le sollecitazioni agenti nel piano sono le seguenti:

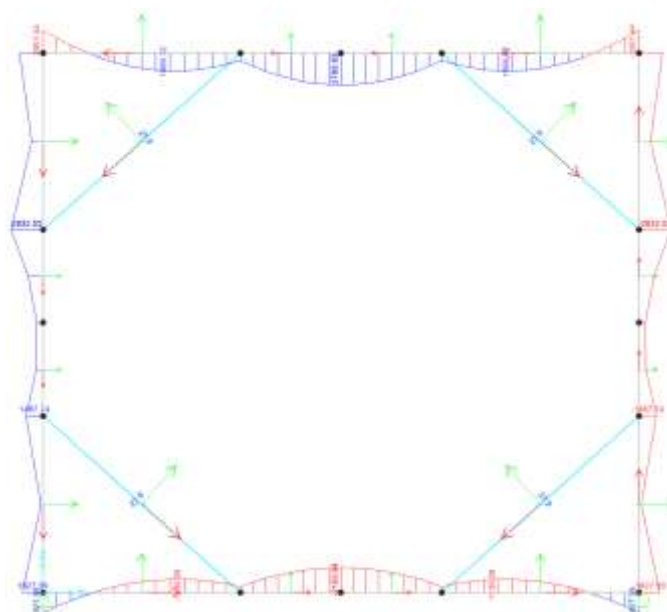


Figura 8-32 – Diagramma del momento flettente

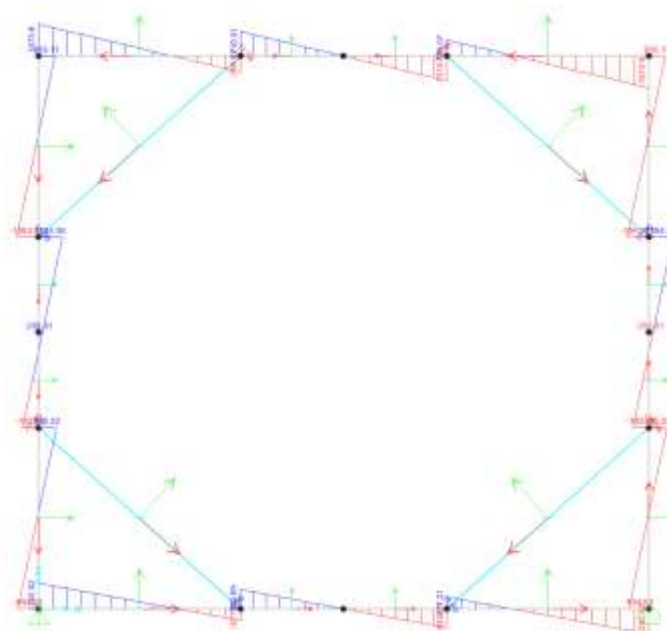


Figura 8-33 – Diagramma del taglio

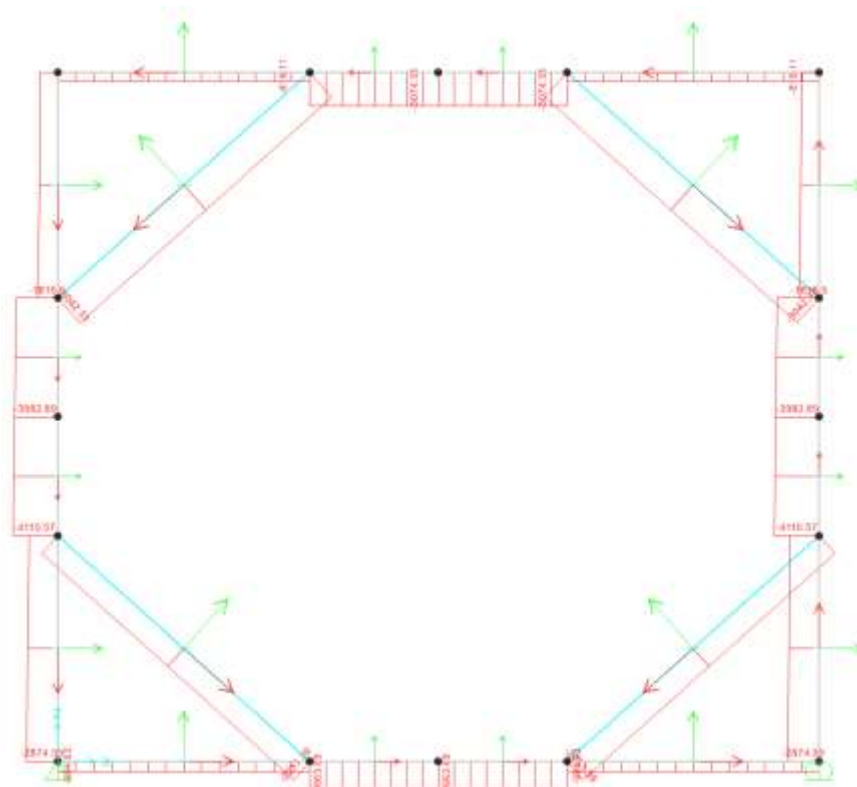
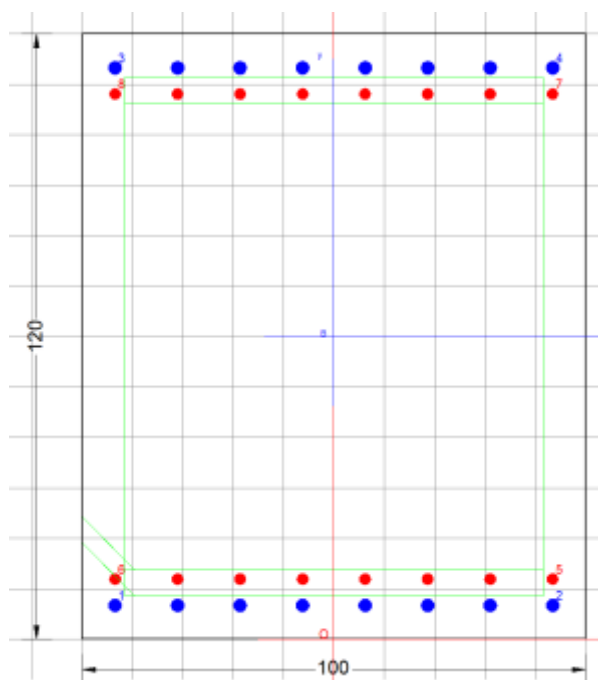


Figura 8-34 – Diagramma dello sforzo assiale

Il cordolo di base 1200mm e altezza 1000mm viene armata come segue:

Armatura commerciale scelta:

- Armatura fibre tese: 8 Φ 26+ 8 Φ 22
- Armatura fibre compresse: 8 Φ 26+ 8 Φ 22
- Armatura superiore/inferiore: 2 Φ 10
- Armatura a taglio: staffa Φ 12/15; spillo Φ 10/400x400


Figura 8-35 – sezione di calcolo - cordolo
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ϵ_{c2} :	0.0020		
Def.unit. ultima ϵ_{cu} :	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.560	MPa	

ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068		
Modulo Elastico E_f :	200000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C25/30

N°vertice: X [cm]Y [cm]

1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra X [cm]Y [cm] DiamØ[mm]

1	-43.4	6.7	26
2	43.4	6.7	26
3	-43.4	113.3	26
4	43.4	113.3	26
5	43.4	11.9	22
6	-43.4	11.9	22
7	43.4	108.1	22
8	-43.4	108.1	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	6	26
2	3	4	6	26
3	5	6	6	22
4	7	8	6	22

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm

Passo staffe: 15.0 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N° Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	4	3
2	6	5	7	8

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.002833	3.00	0.001574	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.1	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
---------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	---------

1 S 0.00 2833.00 0.00 0.00 2996.330.00 1.0672.9(17.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.003500	1.09	-50.01	20.0	0.00160	-43.4	113.3	-0.02862	-43.4	6.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000283493	-0.0305191620	1.090	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
 Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro

E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°CombVer	VedVcd	Vwd	Dmed	bw	CtgAcw	Ast	A.Eff
1	S	1574.00	3471.041675.76	116.0	100.0	1.430	1.00026.928.7(0.0)

Le verifiche sul sistema di puntonamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019. Di seguito sono riportati i tassi di lavoro degli elementi strutturali:

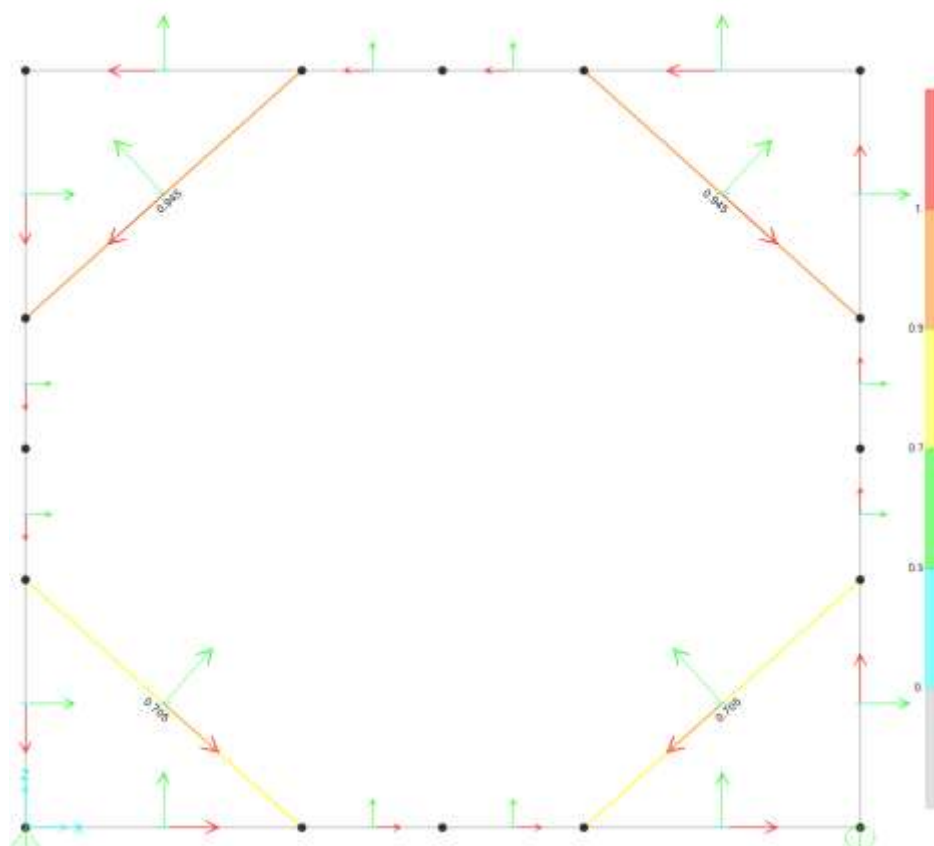


Figura 8-36 – Tasso di sfruttamento degli elementi

I fattori di sicurezza sono tutti minori dell'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. Il tasso di lavoro maggiore si registra per le travi perimetrali HEM 500 (FS=0.945<1) per cui si riportano le verifiche in dettaglio:

Italian HTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : MM, m, C						
Frame : 23	X Mid: 17.835	Combo: ELU 1	Design Type: Brace			
Length: 9.33	Y Mid: 1.	Shape: HE500H	Frame Type: Non Dissipative			
Loc : 5.33	Z Mid: 18.000	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Interaction Method B		MultiResponse=Envelope		P-Delta Done? No		
Consider Torsion? No						
GammaD=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
An/Ag=1.	SLF=1.	SLF=0.75	D/C Lim=0.95			
Aeff=0.034	eHy=0.	eHx=0.				
Aw=0.034	Iyy=0.002	Iyy=0.217	Wpl,yy=0.004	Weff,yy=0.004		
Iz=1.544E-05	Izz=1.915E+04	Izz=0.075	Wpl,zz=0.001	Weff,zz=0.001		
Iy=1.122E-05	Iyz=0.	Iyz=0.024	Wpl,yz=0.007	Wv,yz=0.025		
W=210000000.	Zy=178000.	Zx=430000.	Wpl,zz=0.002	Wv,zz=0.018		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Ned,yy	Ned,zz	Ned,z	Ned,y	Ted
9.33	-8042.805	0.	0.	11.942	0.	0.
D/C DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation HTC Eq C4.2.35)						
D/C Ratio: 0.945 = 0.825 + 0.02 + 0. = 0.88 OK						
= NEd/(Chi_z Nk/GammaM1) + ky (My,Ed+HEd eHy)/(Chi_LT My,Nk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+HEd eHx)/(Mz,Nk/GammaM1) HTC Eq C4.2.35						
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
Axial	-8042.805	8009.524	8009.524			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	1.
	8009.524	10650.24	20768.143	20768.143		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Ncr	Chi
Major (y-y)	a	0.21	30844.154	0.455	0.654	0.322
Major (y-y)	a	0.21	30844.154	0.455	0.654	0.322
Minor (z-z)	b	0.34	4559.355	1.44	1.748	0.365
Minor (z-z)	b	0.34	4559.355	1.44	1.748	0.365
Torsional TF	b	0.34	20768.143	0.573	0.728	0.65
						7459.858
HEIGHT DESIGN						
	Ned	Ned,span	Nt,Ed	Ntq,Ed		
Major (y-y)	0.	27.901	13.951	20.324		
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.		
	Nc,Rd	Ny,Rd	Nz,Rd	Nz,Rd		
Major (y-y)	1847.952	1847.952	1437.609	1230.495		
Minor (z-z)	504.	504.	503.573			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	ChiLT	Zw	Ncr
LTB	b	0.34	0.599	1.022	0.682	1.122E-05
	Factors	kw	psi	psi	psi	
	1.	1.132	0.455	0.525		
	ss	ss	ss	ss	ss	
	0.242	0.	0.242	0.	0.	
	Factors	kyy	kyy	kyy	kyy	
	1.052	1.277	0.653	2.195		
BEEG DESIGN						
	Ned	Ted	Vc,Rd	Stress	Status	
Major (z)	11.942	0.	1933.442	0.006	OK	
Minor (y)	0.	0.	3791.74	0.	OK	
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarE			
Reduction	1933.442	1.	0.26			
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS						
	D	P				
	Comp	Tens				
Axial	-8042.805	0.				

8.8.1.3 Caratteristiche dell'opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell'opera:

Armature Sezione A-A:

Pali:

- gabbia 1 (lunghezza = 7m): 30 \varnothing 26 (in acciaio); staffe \varnothing 10/ 10 cm (in acciaio)
- gabbia 2 (lunghezza = 3 m): 28 \varnothing 32 + 28 \varnothing 32 (in VTR); staffe \varnothing 16/ 10 cm (in VTR)
- gabbia 2 (lunghezza = 3 m): 30 \varnothing 26 (in acciaio); staffe \varnothing 10/ 10 cm (in acciaio)
- gabbia 3 (lunghezza = 3 m): 26 \varnothing 26 + 26 \varnothing 26 (in acciaio); staffe \varnothing 16/ 10 cm (in acciaio)
- gabbia 4 (lunghezza = 4m): 30 \varnothing 26 (in acciaio); staffe \varnothing 10/ 10 cm (in acciaio)
- gabbia 5 (lunghezza = 6 m): 8 \varnothing 22 (in acciaio); staffe \varnothing 10/ 20 cm (in acciaio)

Incidenza armature (in acciaio) = 285 kg/m³

Barre longitudinali in VTR: 56 \varnothing 32 per palo(lunghezza=3m); Staffe in VTR \varnothing 16/10cm (lunghezza staffa esterna=2.27m, lunghezza staffa interna=2.07)

Cordolo (1.2m x 1.0 m):

- Armatura fibre tese: 8 Φ 26+ 8 Φ 22
- Armatura fibre compresse: 8 Φ 26+ 8 Φ 22
- Armatura superiore/inferiore: 2 Φ 10
- Armatura a taglio: Staffa Φ 12/15 + spillo Φ 10/400x400

incidenza totale = 150 kg/m³

Puntoni d'angolo: HEM500

9. MANUFATTO M6

Il seguente capitolo ha come oggetto il Progetto Definitivo delle opere provvisorie in corrispondenza del manufatto M6 relativo al Nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano).

L'area di studio della nuova opera rientra nell'ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.

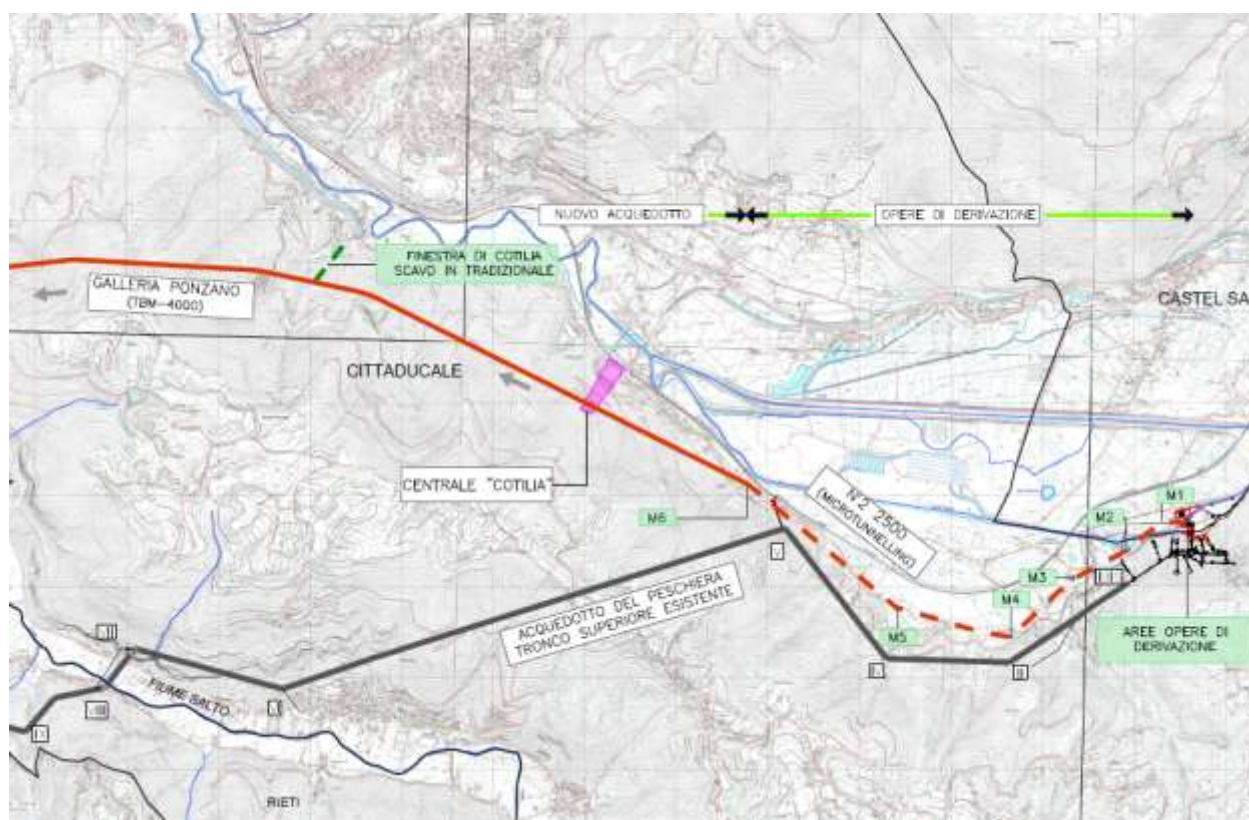


Figura 9-1 – Ubicazione del Manufatto M6 – vista planimetrica

9.1 Software di calcolo

- 1- ParatiePlus ver. 21.1 della Harpaceas per l'analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- 2- RC-SEC V.2018.10.0.774 della Geostru - Licenza n° HJW8Q-EWEA3-PF2LE-6DWDC - per la verifica di sezioni di calcetrusso armato;
- 3- SAP 2000 Advanced versione 23.1.0 della CSI per l'analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:

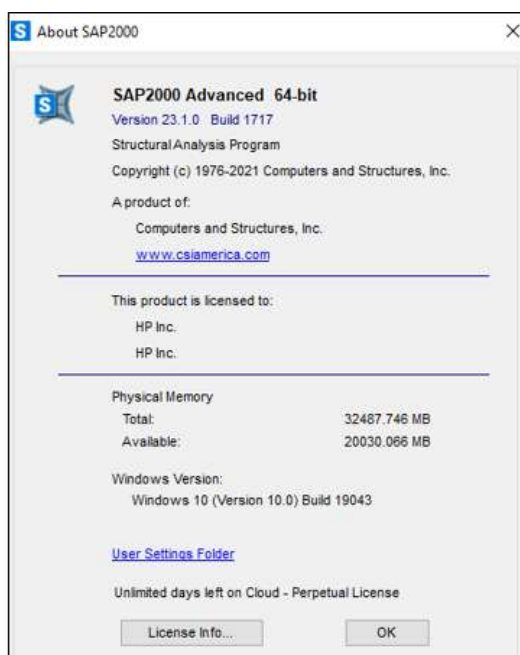


Figura 9-2: Licenza SAP2000

9.2 Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il manufatto M6 si prevede la realizzazione di un'opera provvisoria di sostegno costituita da una paratia di pali

φ800 lato arrivo del microtunneling e una paratia di pali φ600 lato partenza acquedotto. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento a due sezioni rappresentative, Figura 6-3, che nel seguito vengono descritte.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente vengono riassunte le altezze di scavo considerate nei modelli di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore magrone	Incremento (NTC 2018)	Scavo massimo di modello
	m	m	m	m
A-A	14.6	0.15	0.50	15.25
B-B	9.85	0.15	0.50	10.50

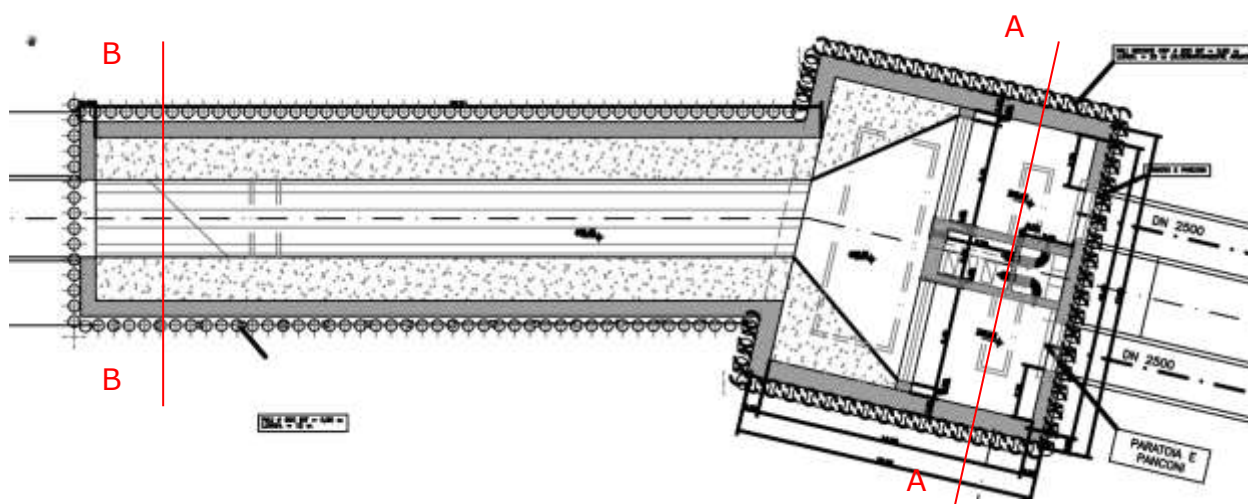


Figura 9-3 – Posizione delle sezioni di calcolo delle opere provvisionali

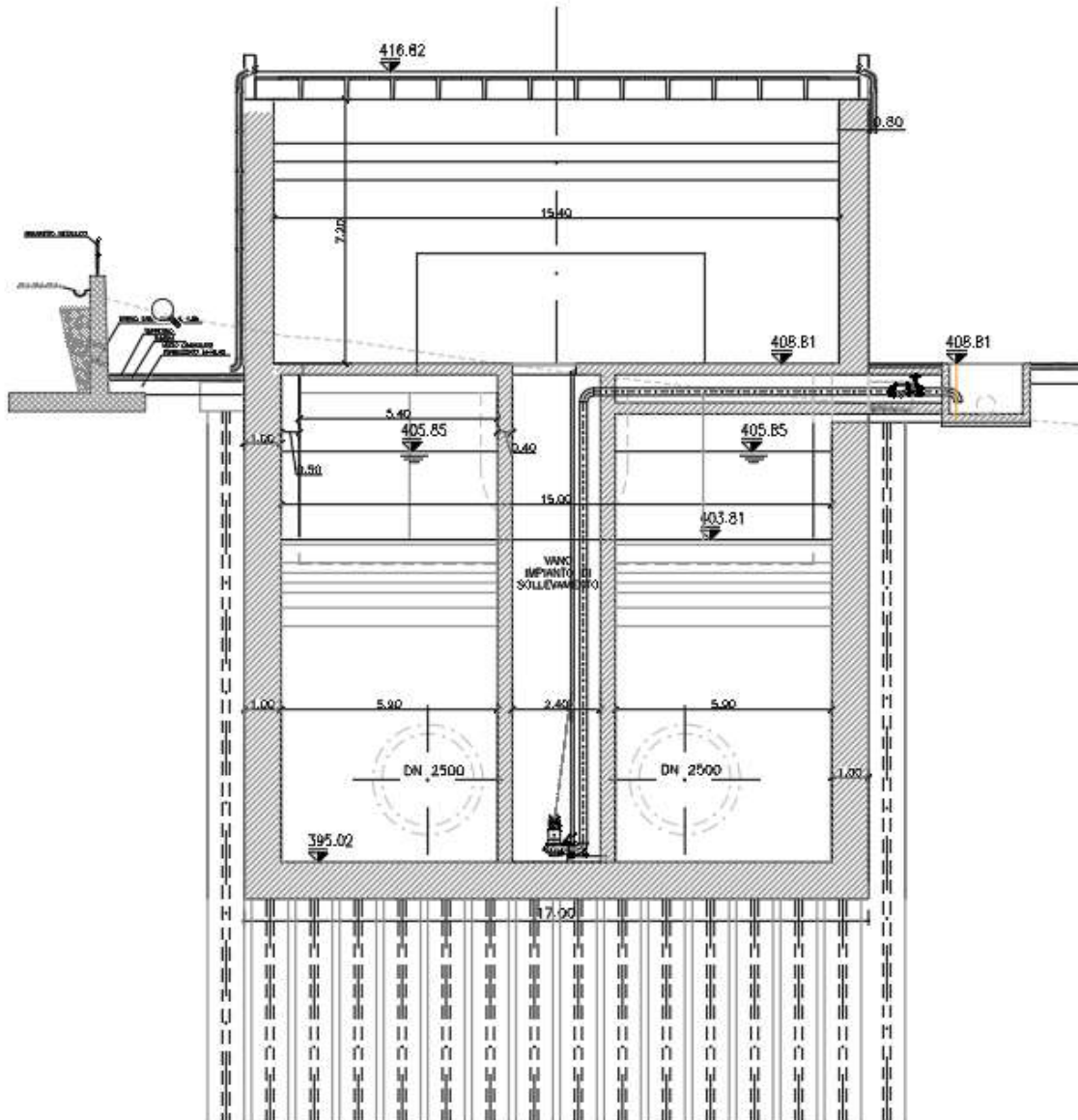


Figura 9-4 - Sezione trasversale A-A

9.2.1. Sezione A-A

In corrispondenza dell'impianto di sollevamento, sezione A-A, si realizza una paratia di pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 500mm, e lunghezza totale 23m. La sequenza di costruzione di pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles), prevede l'esecuzione di pali primari e secondari, in cui solo questi ultimi vengono armati. Alla luce di questo, per raggiungere la profondità di scavo di progetto pari a 14.60 m da piano campagna, viene realizzato un sistema di puntone formato da travi perimetrali HEM600 e puntoni interni d'angolo HEM500. Tale sistema verrà realizzato interamente sopra la falda freatica. Successivamente, si prosegue lo scavo sotto falda e il getto della soletta di fondazione in subacqueo di spessore pari ad 1.00m. La soletta di fondazione si conetterà ai pali della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta sia nella paratia. Le fasi di scavo vengono concluse con l'aggottamento totale dell'acqua dallo scavo (per la verifica di sollevamento si rimanda al capitolo 7.8.1.1). Per maggiori dettagli riguardo al dimensionamento dei puntoni si veda il Cap. 6.7.1.1.

9.2.2. Sezione B-B

Lato sbocco galleria Ponzano, sarà realizzata una paratia di pali $\Phi 600$ interasse 80 cm e lunghezza 16m che prevede un ordine di tiranti a -4.00m da piano campagna. Tale opera di sostegno è posta a quote superiori rispetto alla paratia di pali $\phi 800$.

9.3 Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S1(2) e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.

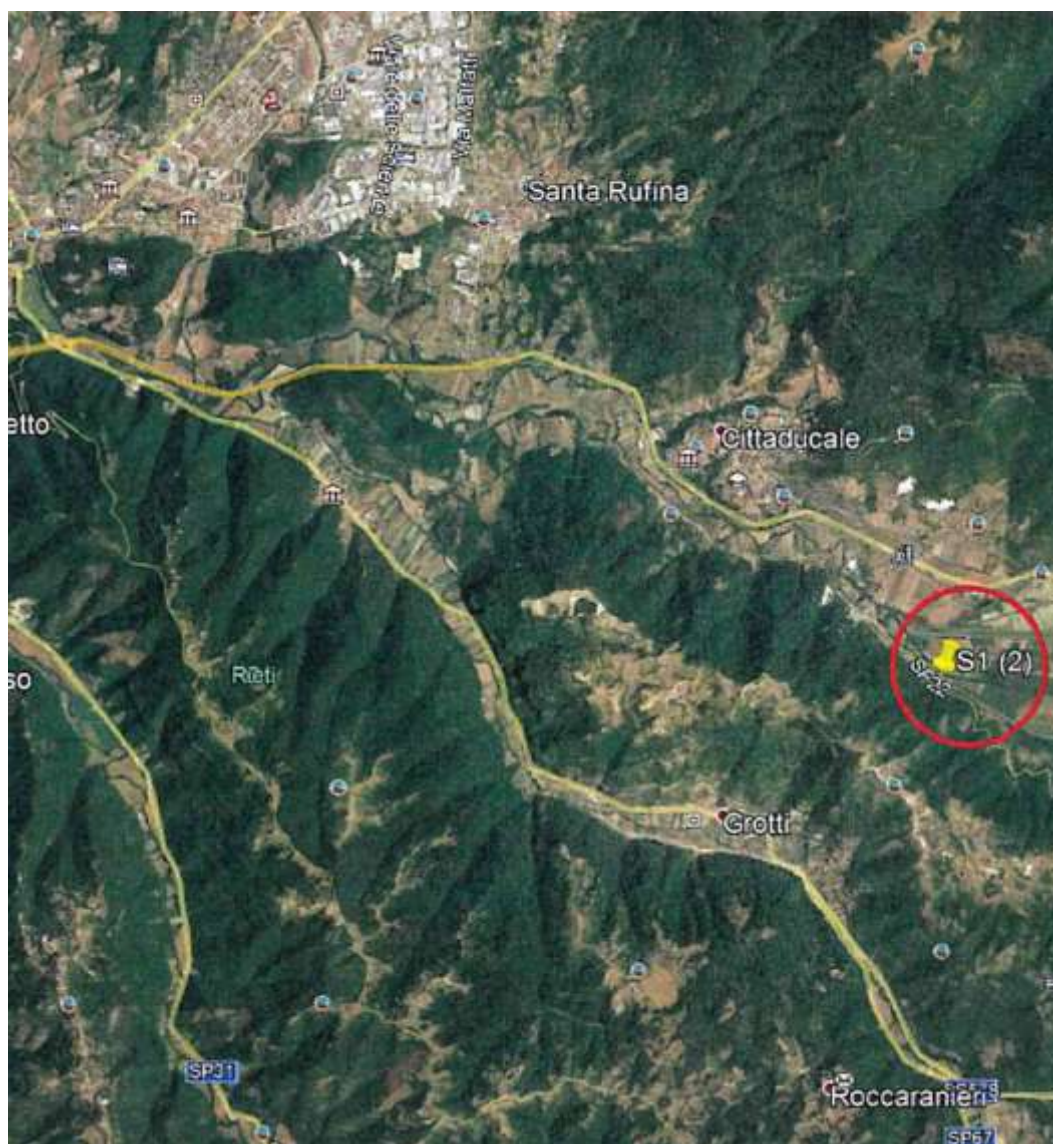


Figura 9-5 – Ubicazione sondaggio S1(2) - Fonte: Google Earth

Nella Figura 6-6 viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S1(2).

Committente: Acea Elabiori Spa	Sondaggio: S1 (2)
Riferimento: Cittaducale	Data: Dal 29 al 31 /07/2019
Coordinate: 42°22'1.25"N, 12°58'37.15"E	Quota: 411 m s.l.m.
Perforazione: Carotaggio continuo	

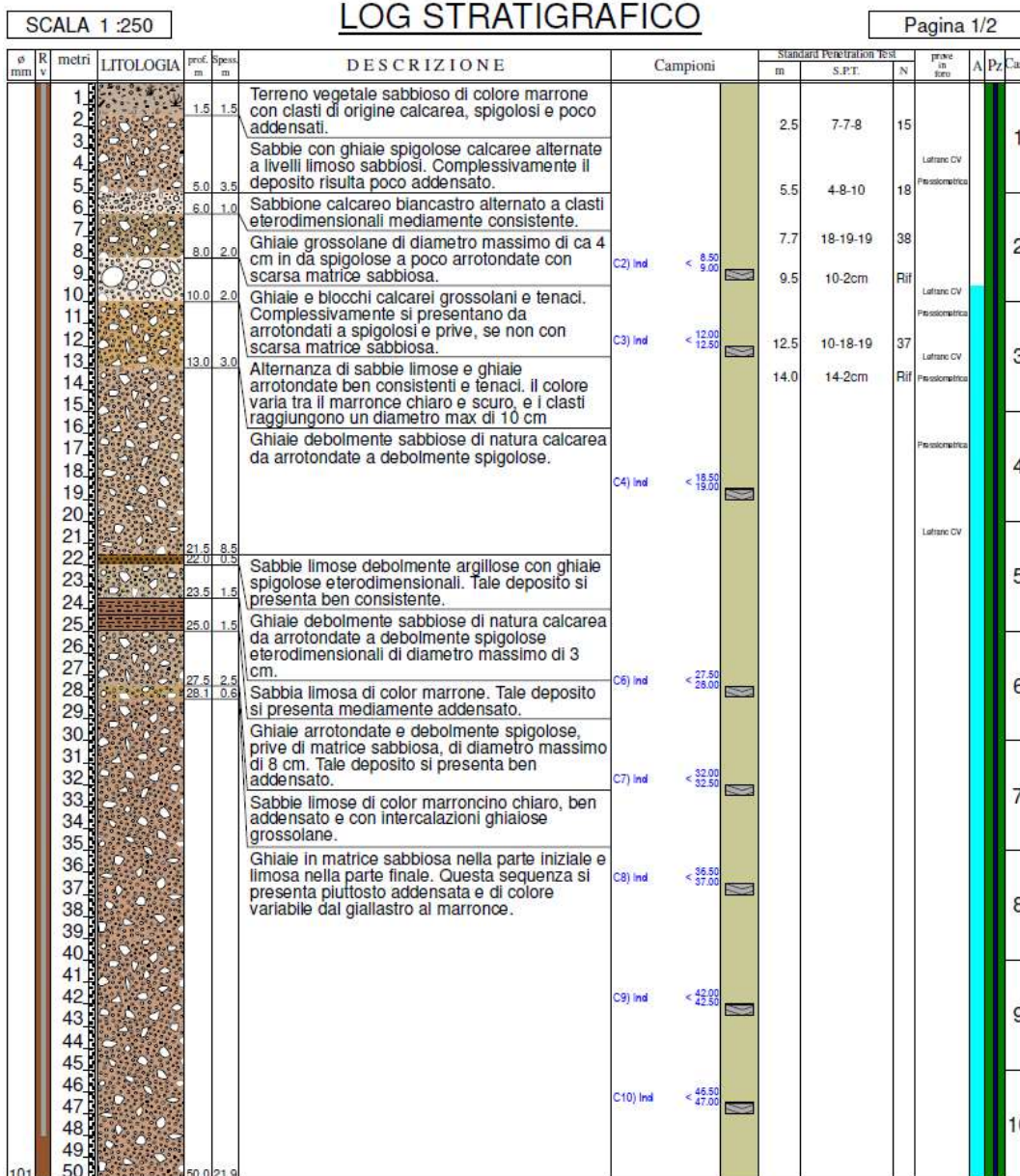


Figura 9-6 – Scheda stratigrafica del sondaggio S1(2)

9.3.1. Prove SPT (*Standard Penetration Test*)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all'esecuzione di n. 6 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 19 – Risultati della prova SPT – Sondaggio S1(2)

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N _{spt}
S1(2)	2.5	15
S1(2)	5.5	18
S1(2)	7.7	38
S1(2)	9.5	Rif
S1(2)	12.5	37
S1(2)	14.0	Rif

9.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche ed ai parametri geomeccanici ottenuti con le prove di laboratorio svolte sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia. Per ulteriori approfondimenti e dettagli, si rimanda agli allegati in calce.

Tabella 20 – Risultati delle prove di laboratorio

Riferimento			Caratteristiche fisiche								Limiti di consistenza				Granulometria				Taglio diretto		Edometrica				
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	W %	γ_{sat} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	Indice plastico	Poros. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	FC %	Ghiaia %	Sabbia %	Lim. %	Argilla %	ϕ °	c kPa	26.5 kPa	49.0 kPa	98.0 kPa	190.0 kPa	392.0 kPa	
S1(2)	C2	8.50 - 9.00	9.5	19.3	17.6	20.9	26.5	0.51	33.6	50.8					37.1	53.1	8.5	1.3	29.1	7.6					
S1(2)	C3	12.00-12.50	22.0	19.2	15.7	19.7	26.3	0.68	40.3	87.3	58.6	27.6	31.0	1.18	9.0	24.7	43.7	22.6	24.9	20.4					
S1(2)	C4	18.50 - 19.00	16.2	19.0	16.3	19.9	25.7	0.58	36.6	73.8	25.7	20.4	5.3	1.79	32.5	52.1	11.9	3.5	30.1	8.8					
S1(2)	C6	27.50 - 28.00	20.6	17.5	14.5	18.9	26.3	0.82	45.0	67.6	36.1	25.8	10.3	1.50	9.1	58.8	27.6	4.5	28.9	11.1	1333	2722	4092	6374	9662
S1(2)	C7	32.00-32.50	11.2	20.2	18.2	21.2	26.4	0.45	31.1	66.4	45.5	27.2	18.3	1.88	17.2	37.8	18.0	27.0	27.1	9.3	6115	2881	3920	4782	7730
S1(2)	C8	36.50 - 37.00	17.5	18.1	15.4	19.3	25.6	0.66	39.9	68.9	30.7	21.8	8.9	1.49	32.7	51.3	11.5	4.5	30.5	7.9	6000	2722	5765	6125	9333
S1(2)	C9	42.00 - 42.50	16.9	19.3	16.5	19.9	25.2	0.53	34.5	82.5	30.3	24.4	5.9	2.28	18.9	55.8	22.2	3.1	28.5	14.0					
S1(2)	C10	46.50 - 47.00	19.1	18.3	15.3	19.3	25.9	0.69	40.9	73.0	29.9	22.5	7.4	1.46	45.2	40.8	10.2	3.8	30.9	19.1					

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio S1(2), si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) al di sopra di un deposito sabbioso con ghiaia (UG2) che raggiunge una profondità circa 6 m dal p.c. A seguire si trova uno strato costituito da ghiaie grossolane (UG3), fino a profondità circa 11 m dal piano campagna. Nelle profondità maggiori, è presente un banco di terreno formato da alternanze di sabbie limose e ghiaie arrotondate per uno spessore circa 13.0 m (UG4 e UG5). Al di sotto di questo strato e fino alla profondità 40 dal p.c. è presente un deposito di ghiaie arrotondate (UG6). Per le profondità maggiori, fino a 70 m da p.c., è stato riscontrato il materiale ghiaioso in matrice sabbiosa (UG7). Per le profondità maggiori di 70 m da piano campagna si ha la presenza di calcari marnosi e marne calcaree (UG8). Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Tabella 21 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	Vs (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	Eed* (MPa)
UG1	0.0 – 1.5	Terreno vegetale sabbioso con clasti spigolosi di origine calcarea	16.0	232	25	0	2.5
UG2	1.5 – 6.0	Sabbie con ghiaie spigolose calcaree alternate a livelli limoso-sabbiosi	18.0	315	32	0	4.0
UG3	6.0 – 11.0	Ghiaie grossolane e blocchi calcarei	19.3	452	35	0	6.0
UG4	11.0 – 15.0	Alternanza di sabbie limose e ghiaie arrotondate	19.3	361	25	15	7.0
UG5	15.0 – 24.0		19.0	447	30	9	8.0
UG6	24.0 – 35.0	Ghiaie arrotondate debolmente spigolose	20.2	419	27	10	9.6
	35.0 – 40.0		18.1	644	30	8	7.8
UG7	40.0 – 49.0	Ghiaie in matrice sabbiosa addensata	19.3	664	30	17	10.0
	49.0 – 70.0		18.3	720	30	17	15.0
UG8	> 70.0	Calcarei marnosi, marne calcaree	26.0	800	-	-	-

Quota falda idrica = 401 m s.l.m.

Profondità bedrock (dal p.c.) = -70 metri

*** valore riferito alla frazione fine**

9.3.3. Prova Down-Hole

In corrispondenza del sondaggio S1(2) è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica *down-hole* (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico *down-hole* viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente

sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Tabella 22 – Risultati della prova down-hole – Sondaggio S1(2)

Profondità	V _p medio	V _s medio	γ medio	ni medio	G medio	Ed medio	E medio	Ev medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kN/mc)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
3	398.94	211.27	19.14	0.31	87.11	310.6	227.38	194.46
11	867.68	452.49	21.04	0.31	439.22	1615.05	1153.86	1029.42
15	698.44	361.43	20.82	0.32	277.39	1035.84	730.73	665.98
24	863.33	447.16	20.91	0.32	426.44	1589.61	1122.98	1021.02
35	791.96	426.67	20.59	0.30	388.29	1317.08	990.53	807.36

Dove:

- Coefficiente di Poisson medio:

$$\nu_{\text{medio}} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

- Modulo di deformazione a taglio medio:

$$G_{\text{medio}} = \rho V_s^2$$

- Modulo di compressibilità edometrica medio

$$E_{\text{dmedio}} = \rho V_p^2$$

- Modulo di Young medio

$$E_{\text{medio}} = 2\rho V_s^2 (1+\nu)$$

- Modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$E_{\text{vmedio}} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

Per quanto concerne la stima dei moduli elastici operativi (E_{op}) è stato riferito alla curva del degrado dei moduli iniziali Atkinson e Salfors (1991), Figura 6-7. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell'ordine di 1/5 di quella iniziale.

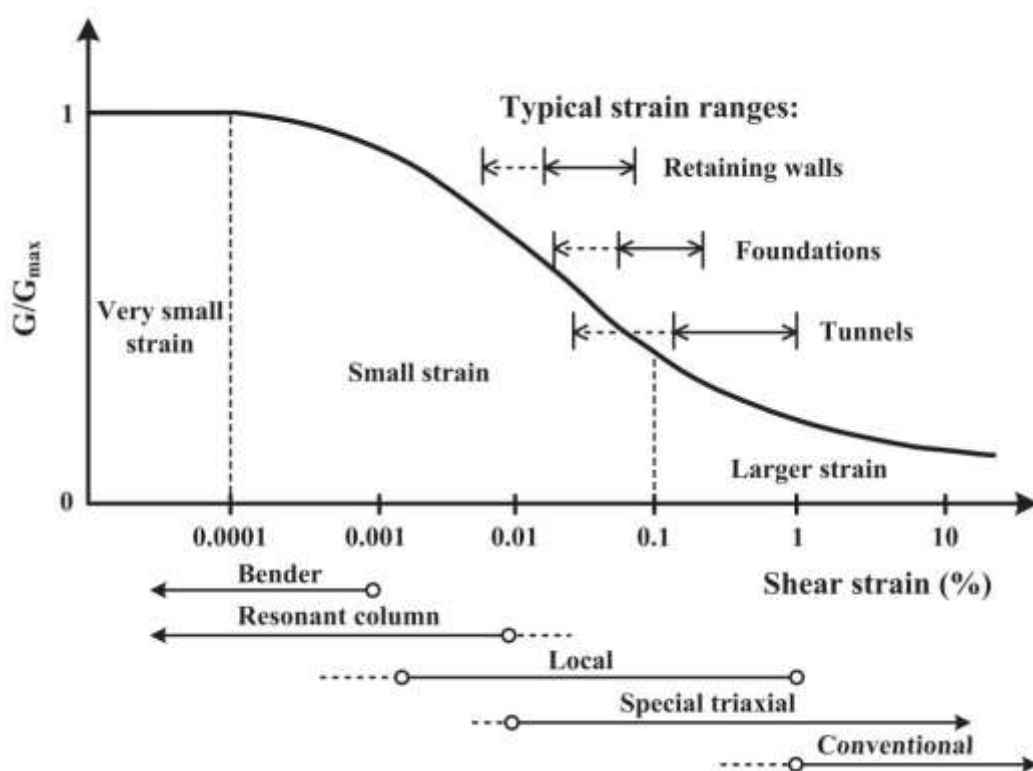


Figura 9-7 - Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Atkinson 2000)

9.3.3.1 Categoria di sottosuolo

Ai sensi del D.M. 17.01.2018 ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 5 (Tab. 3.2.II delle NTC2018), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$.

Tabella 23 – Categorie di sottosuolo che permettono utilizzo dell’approccio semplificato – NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Si riporta in seguito i risultati della prova down-hole eseguita nel foro di sondaggio S1(2).

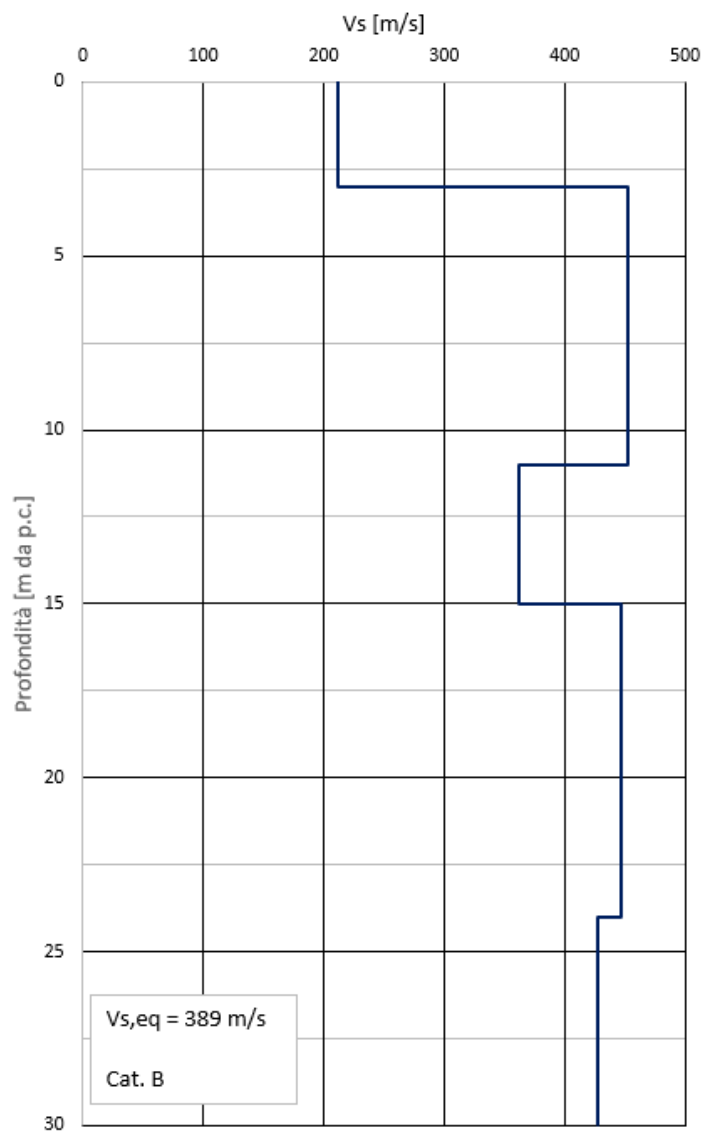


Figura 9-8 – Velocità delle onde di taglio dalla prova down-hole

Dai risultati dell'indagine geofisica ne deriva che la categoria di sottosuolo è la B.

9.4 Analisi dei carichi

9.4.1. *Peso proprio*

- Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

9.4.2. *Carichi accidentali*

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

9.4.3. *Azione sismica*

L'azione sismica è valutata con riferimento alle indicazioni del Decreto Ministeriale del 17.01.2018 “Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, nel seguito brevemente NTC2018.

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

Per l'opera in esame, si considera una **vita nominale di 10 anni**, a cui corrisponde un **periodo di riferimento pari a 35 anni**.

Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico. Per il caso in esame è stato adottato il software-free SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 (scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it).

Per la valutazione dell'azione sismica sono stati utilizzati i seguenti parametri progettuali:

- Classe d'uso IV – CU=2.0
- Vita Nominale (Vn) = 10 anni
- Categoria di suolo: B
- Categoria topografica: T1



Figura 9-9 - Individuazione del sito

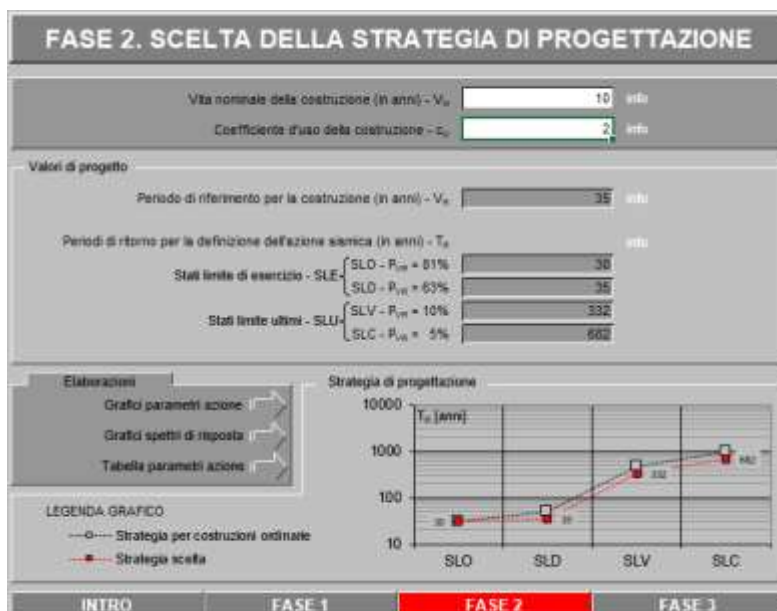


Figura 9-10 - Vita nominale e classe d'uso

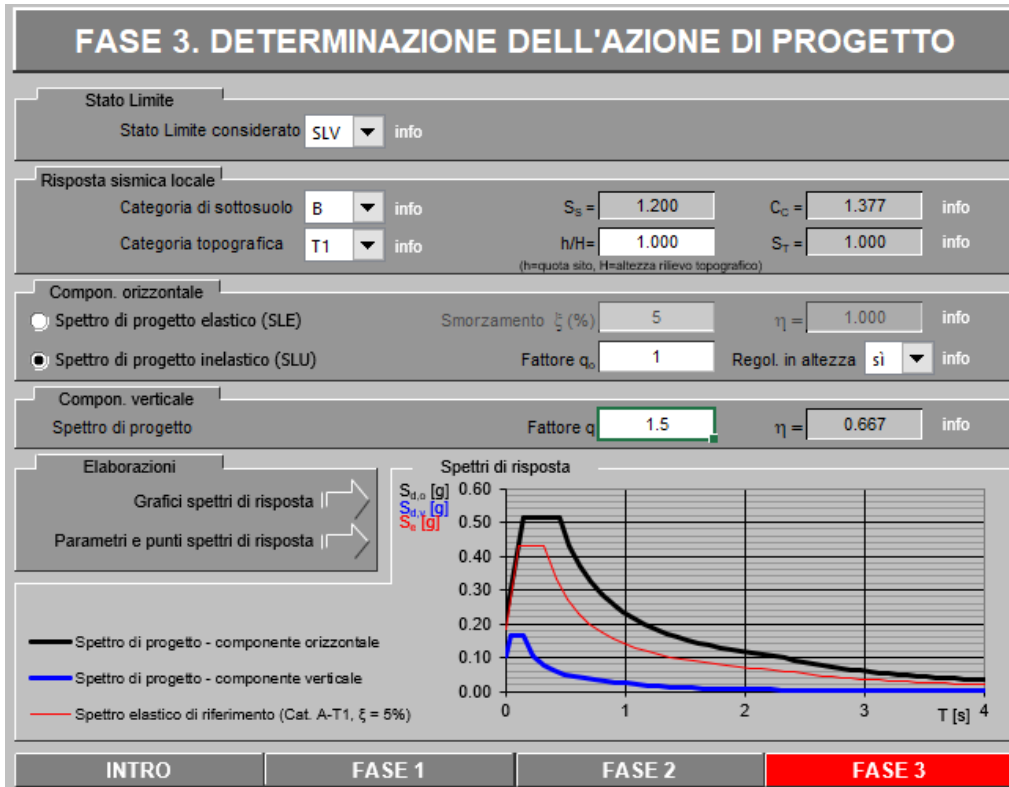


Figura 9-11 – Definizione parametri dell'azione di progetto

Tabella 24 - Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.183 g
F_0	2.349
T_C	0.325 s
S_S	1.200
C_C	1.377
S_T	1.000
q	1.000

Con riferimento allo stato limite SLV (10% della probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR), per l'area di studio il valore massimo della accelerazione su suolo rigido pianeggiante è $a_g = \mathbf{0.183g}$. Considerando il coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1.2$ e topografica $S_T = 1.0$, si ottiene la accelerazione massima in sito $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = \mathbf{0.2196g}$.

9.4.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito ϕ tra parete e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

9.5 Verifiche paratie di pali

9.5.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

9.5.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell'opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l'altezza di scavo.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

9.6 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_v	γ_γ	1,0	1,0

9.7 Analisi numeriche







Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisorie in corrispondenza del manufatto M6. Sono stati realizzati due modelli di calcolo, uno per la paratia di pali Ø800 e uno per la paratia di pali Ø600, con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche e sismiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU ed SLV.

9.7.1. Sezione A-A

Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 25 – Modello geotecnico – Sezione A-A

	Terreni	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	0	25	E _{vc} = 45000 E _{ur} = 72000
	UG2 Sabbia / Ghiaia	0	32	E _{vc} = 45000 E _{ur} = 72000
	UG3 Sabbia / Ghiaia	0	35	E _{vc} = 230000 E _{ur} = 368000
	UG4 Sabbia / Ghiaia	15	25	E _{vc} = 230000 E _{ur} = 368000
	UG5 Sabbia / Ghiaia	9	30	E _{vc} = 145000 E _{ur} = 232000
	UG6 Sabbia / Ghiaia	10	27	E _{vc} = 200000 E _{ur} = 320000

Le fasi esecutive per l'analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

1. Stato geostatico iniziale
2. Prescavo di 1.25 m ed applicazione del sovraccarico di cantiere pari a 20 kPa.
3. Getto dei pali compenetrati con il diametro pari a 800 mm e interasse di 0.5 m.
4. Scavo alla quota di -3.25 m da p.c. al fine di realizzare il primo ordine dei puntoni.
5. Installazione del primo ordine dei puntoni a quota -2.75 m da p.c. (-1.5 m da testa dei pali), applicando una molla elastica.
6. Scavo alla quota di -7.5 m da p.c. ai fini di realizzare il secondo ordine dei puntoni.
7. Installazione del secondo ordine dei puntoni a quota -7.0 m da p.c. (-5.75 m da testa dei pali), applicando un'opportuna molla elastica.
8. Scavo sommerso fino alla quota di -12 da p.c.
9. Raggiungimento quota di fondo scavo (-15.25 m da p.c.).

10. Realizzazione della soletta di fondazione applicando una molla elastica e attivazione il sovraccarico pari a 25 kN/m, dovuto dal peso della soletta, sul fondo scavo.
11. Ripristino della condizione idraulica applicando la pressione dell'acqua sulla parete (Applicando l'opzione di Lining Option di software Paratie).
12. Svuotamento dell'acqua dallo scavo fino alla quota -11.1 m da p.c.
13. Svuotamento totale dell'acqua dallo scavo.
14. Applicazione dell'azione sismica considerando un 20% del carico accidentale dovuto ai mezzi di cantiere.

Di seguito la rappresentazione grafica degli stage sopra descritti:

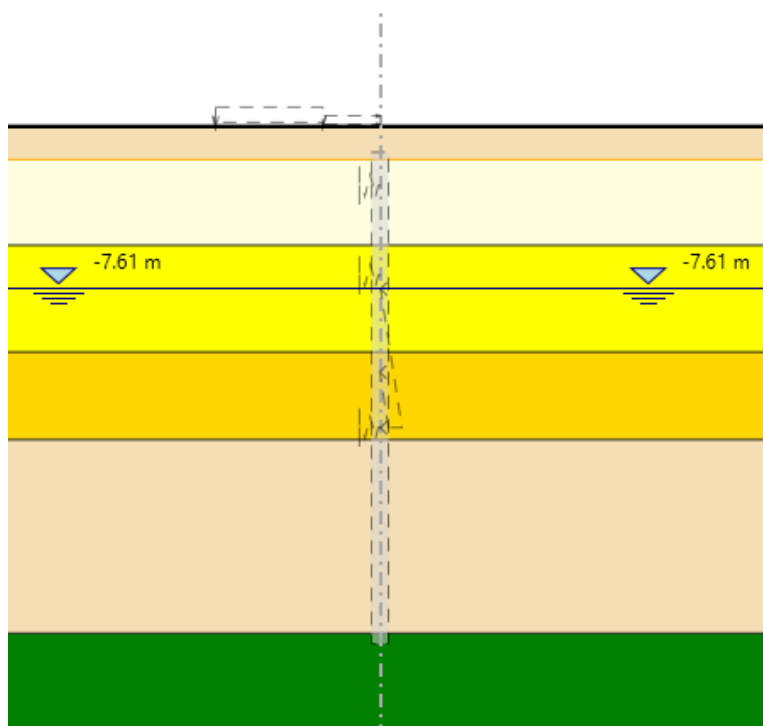


Figura 9-12 – Fase 1

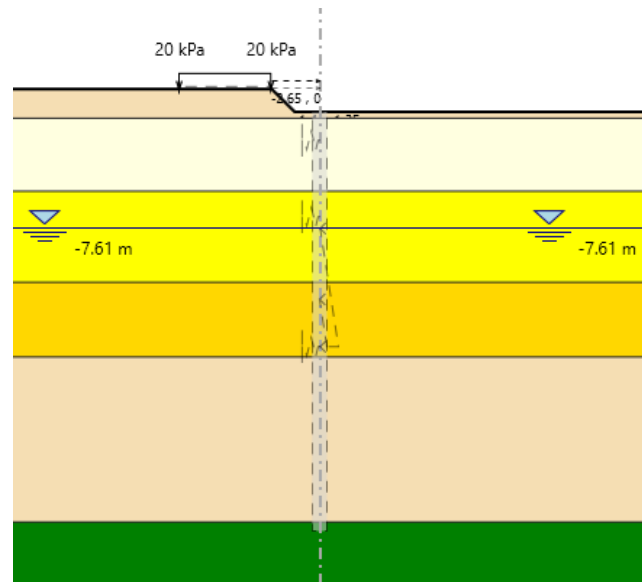


Figura 9-13 – Fase 2

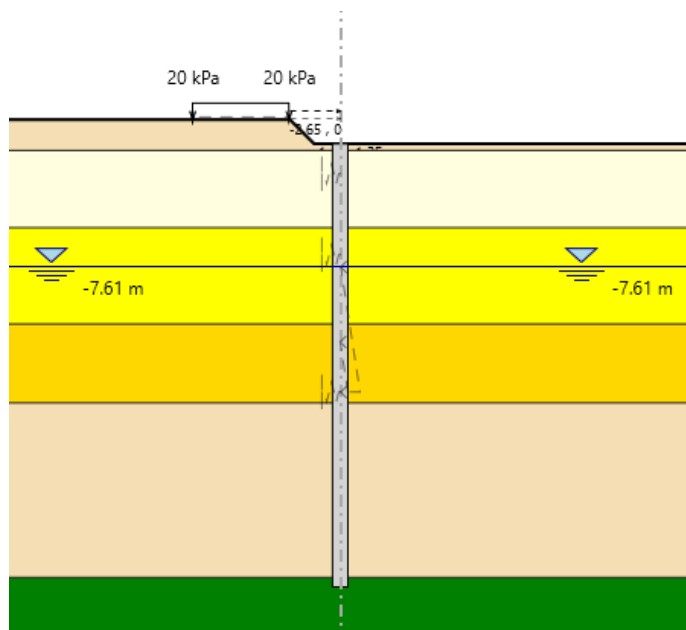


Figura 9-14 – Fase 3

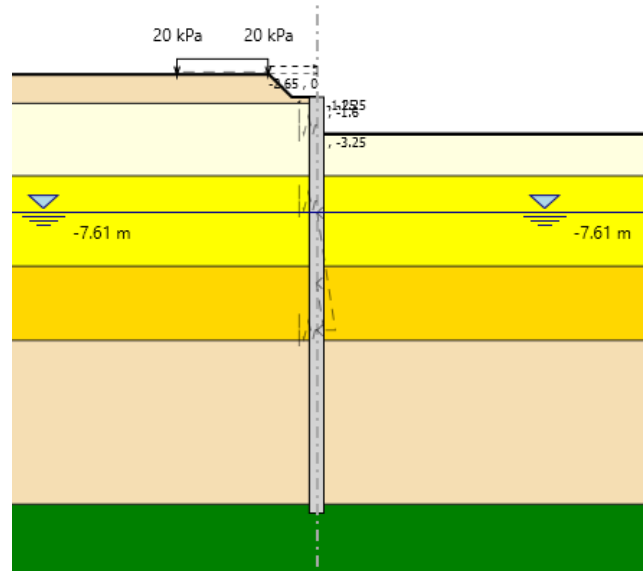


Figura 9-15 – Fase 4

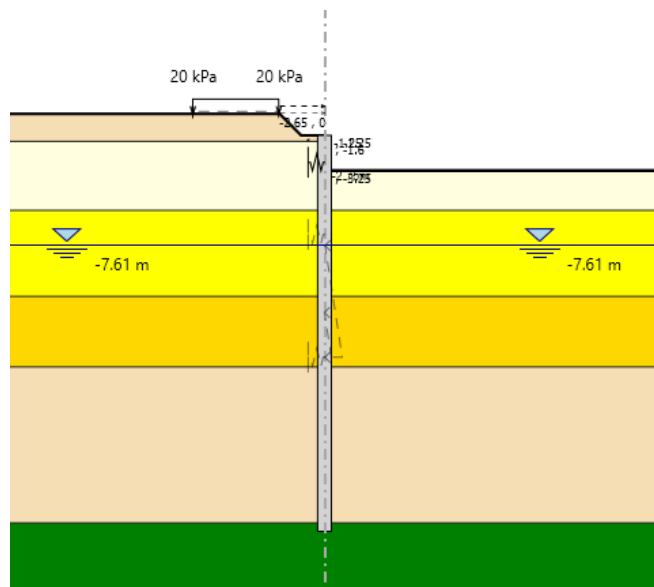


Figura 9-16 – Fase 5

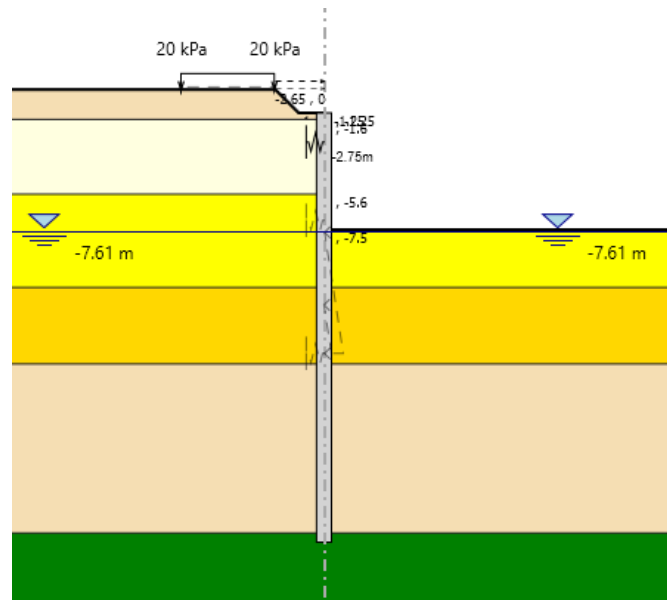


Figura 9-17 – Fase 6

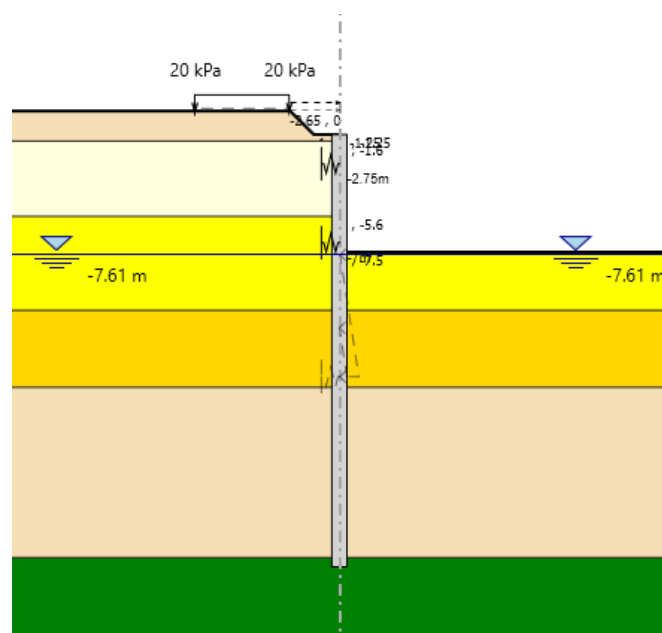


Figura 9-18 – Fase 7

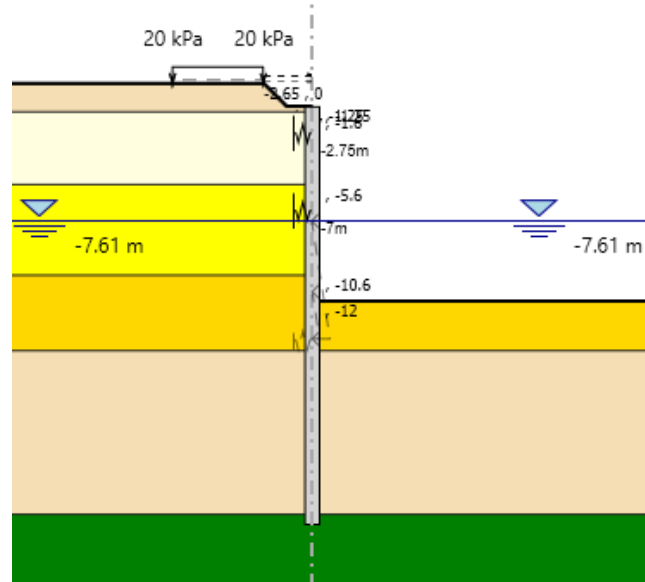


Figura 9-19 – Fase 8

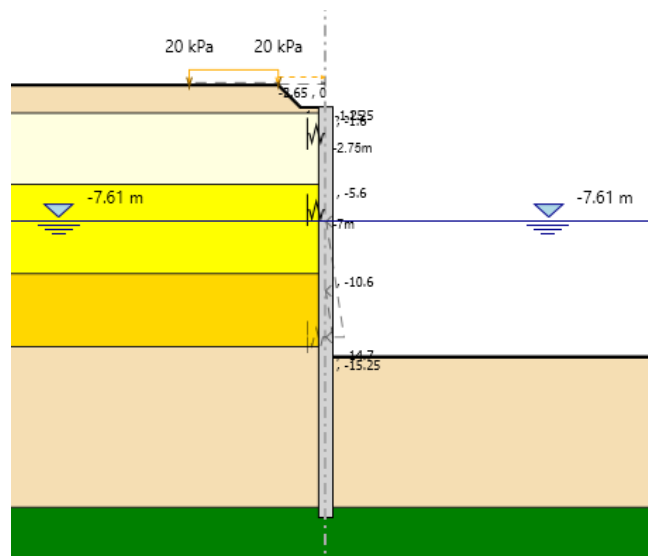


Figura 9-20 – Fase 9

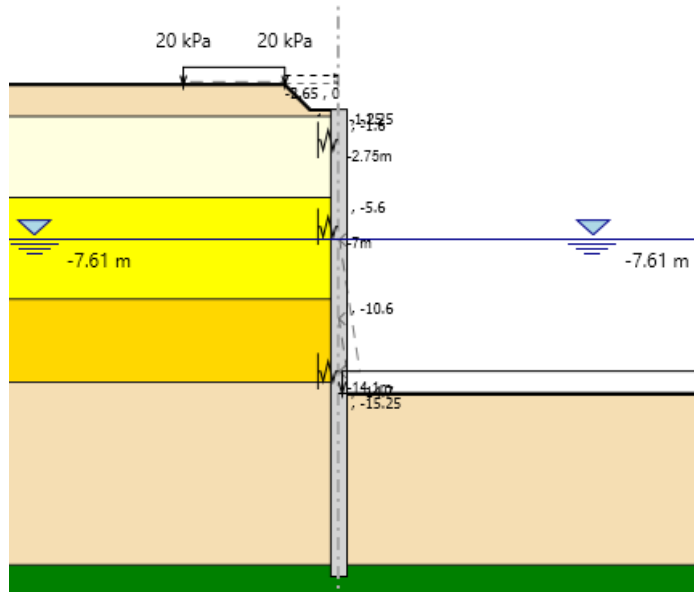


Figura 9-21 – Fase 10

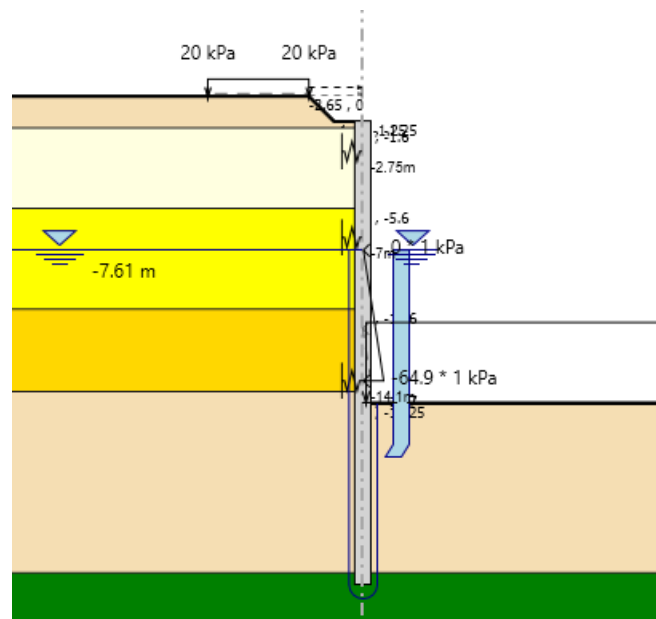


Figura 9-22 – Fase 11

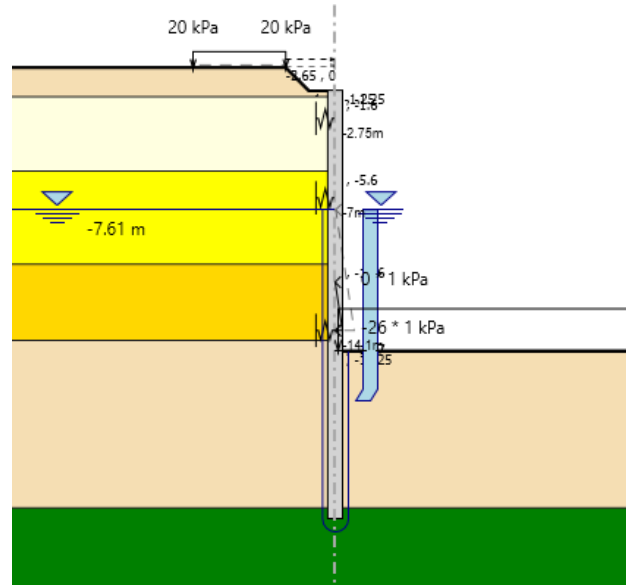


Figura 9-23 – Fase 12

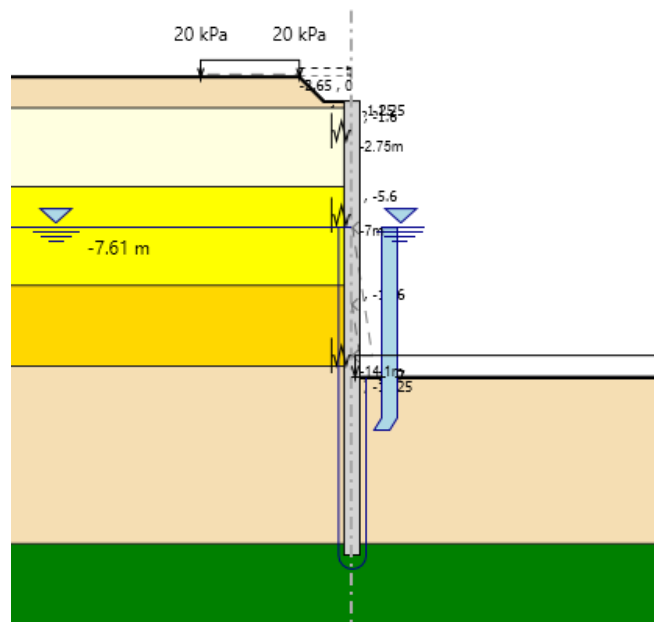


Figura 9-24 – Fase 13

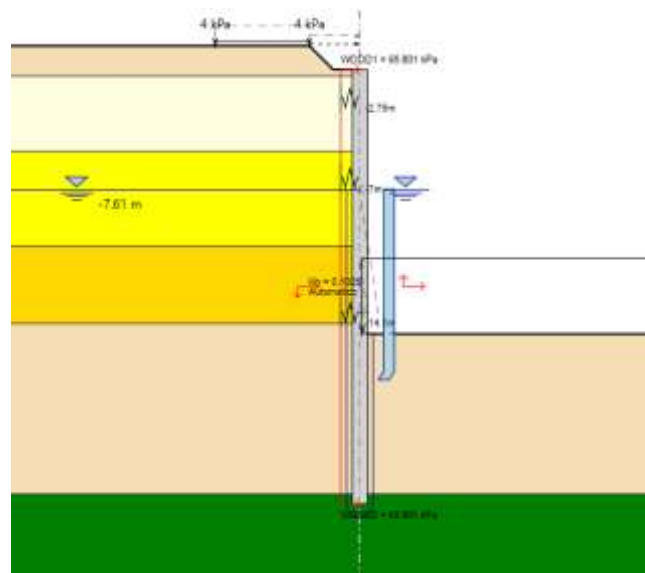


Figura 9-25 – Fase 14

9.7.1.1 Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento

Per la taratura delle molle da considerare come simulazione del sistema di puntonamento, è stato considerato un modello di telaio di puntonamento formato da travi perimetrali HEM600 e puntoni interni d'angolo HEM500. La geometria del telaio è stata considerata rettangolare con dimensioni 16.00m x 17.0 m:

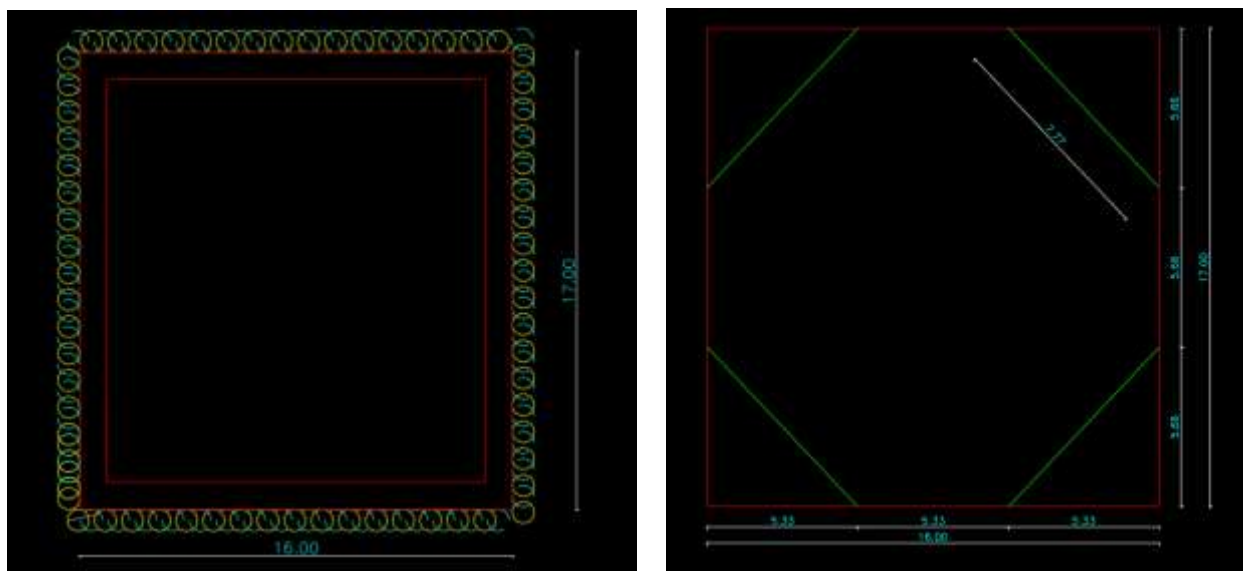


Figura 9-26 – Geometria telaio di puntonamento

Caricando la struttura con un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale subito dal sistema in corrispondenza del lato considerato come rappresentativo della sezione di calcolo. Invertendo tale valore è stato ricavato il valore di rigidezza equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

Il valore di spostamento ottenuto è pari a 0.1028 mm; ne consegue una rigidezza $k=9728$ kN/m delle molle.

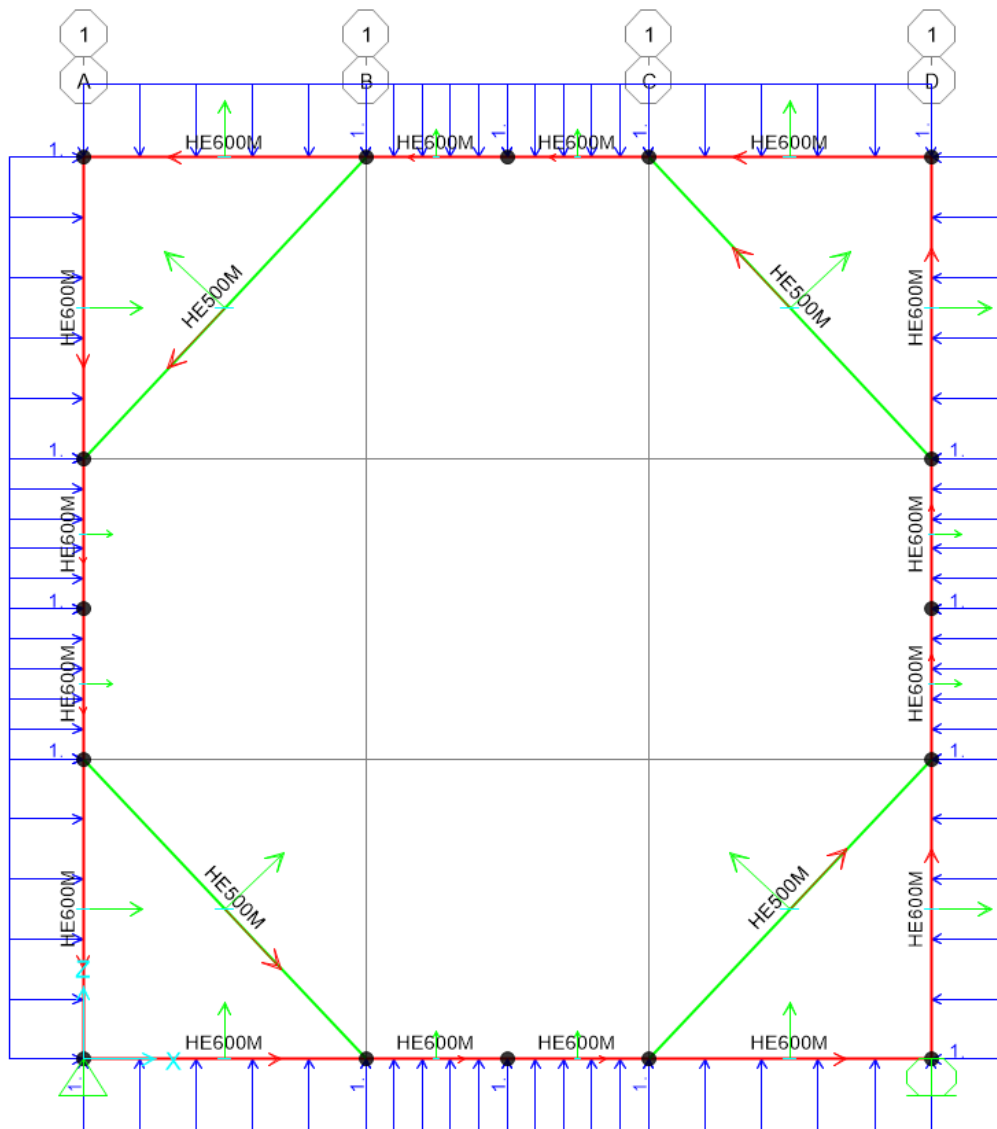


Figura 9-27 – Geometria del telaio modellata nel software SAP 2000

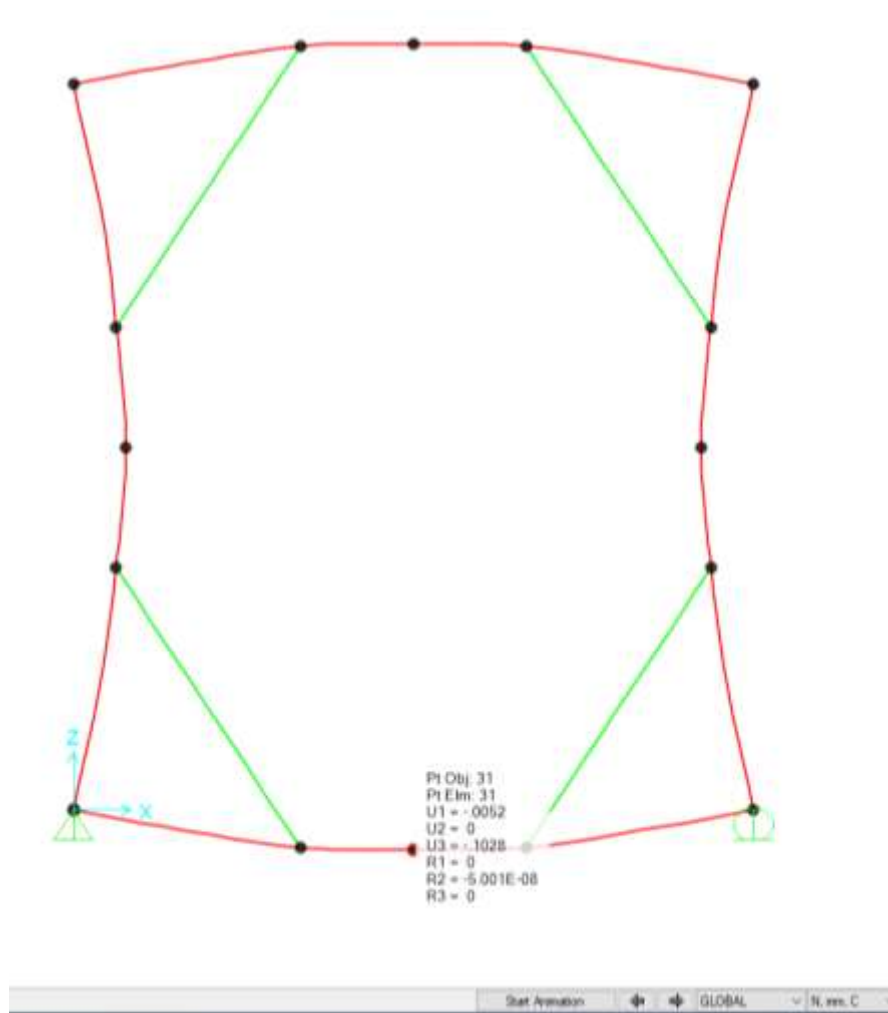


Figura 9-28 – Spostamenti ottenuti con l’applicazione di un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m

9.7.2. Sezione B-B

Nella seguente tabella si riassumono stratigrafia e parametri considerati:




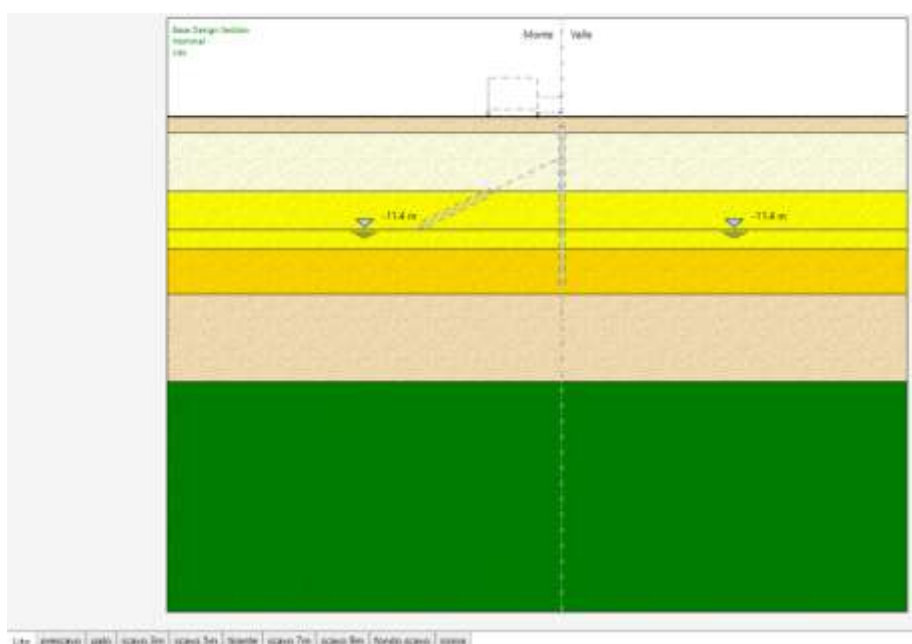
	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]
	Terreno vegetale sabbioso Sabbia / Ghiaia	0	25
	Sabbie con ghiaie spiccolose calcaree alternate a livelli limoso-sabbiosi Sabbia / Ghiaia	0	32
	Ghiaie grossolane e blocchi calcarei Sabbia / Ghiaia	0	35
	Alternanza di sabbie limose e ghiaie arrotondate (a) Sabbia / Ghiaia	15	25
	Alternanza di sabbie limose e ghiaie arrotondate (b) Sabbia / Ghiaia	9	30
	Ghiaie arrotondate debolmente spigolose (a) Sabbia / Ghiaia	10	27

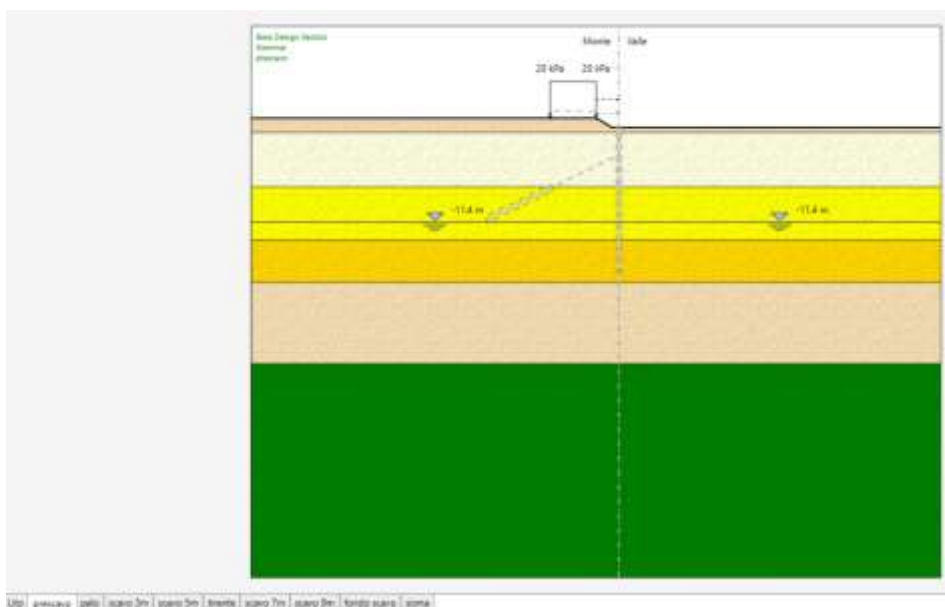
Tabella 26 – Modello geotecnico – Sezione B-B

Le fasi esecutive per l'analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

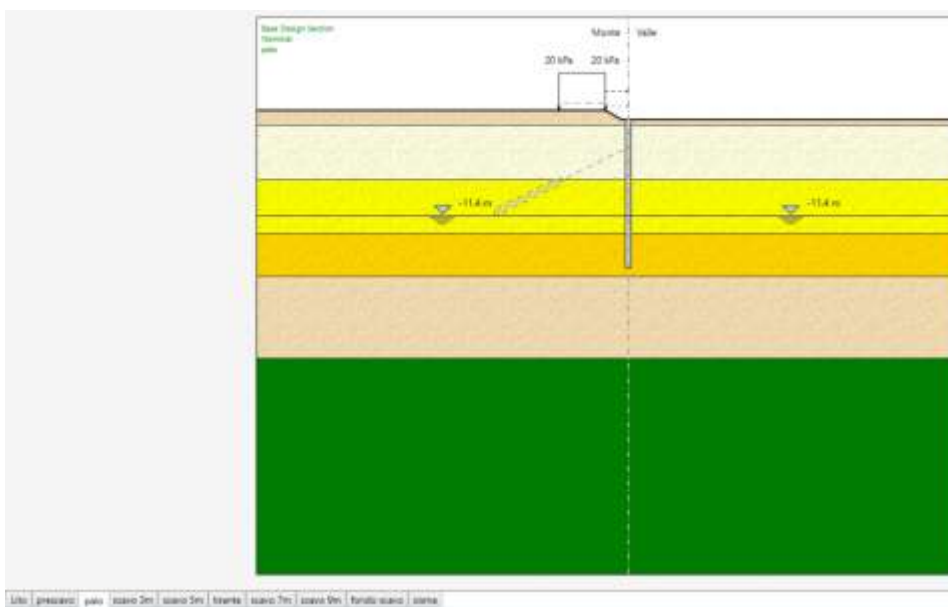
Stage 1 - Generazione delle tensioni litostatiche nel terreno:



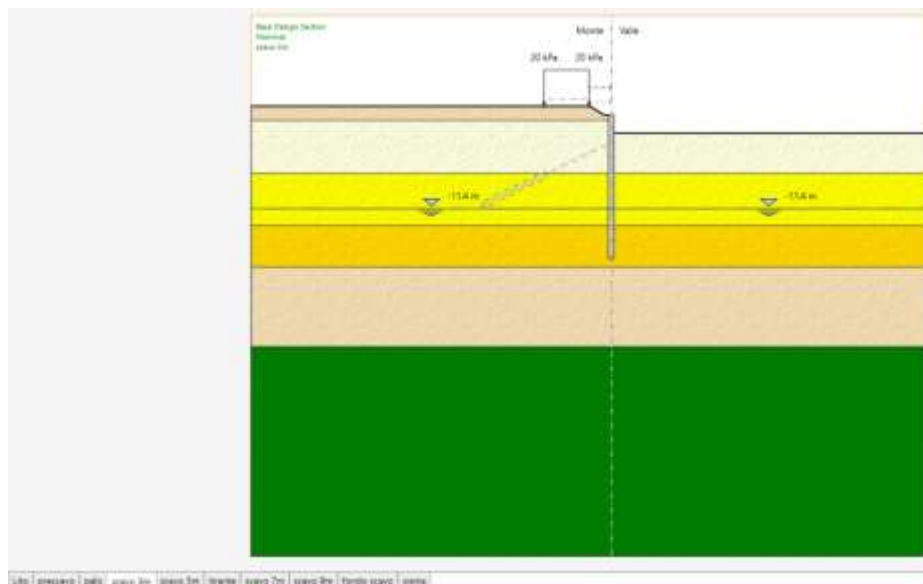
Stage 2 – Prescavo e applicazione del sovraccarico accidentale:



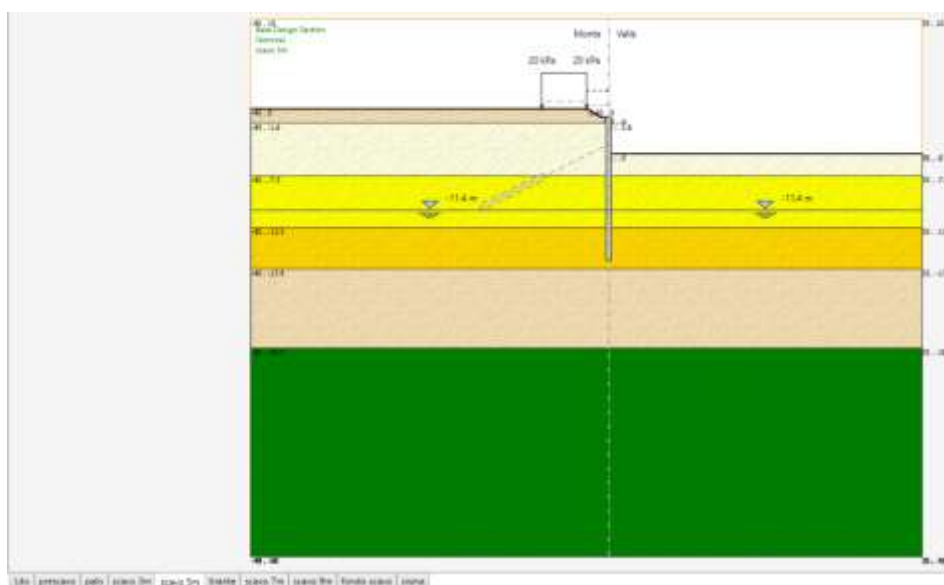
Stage 3 – Realizzazione opera di sostegno



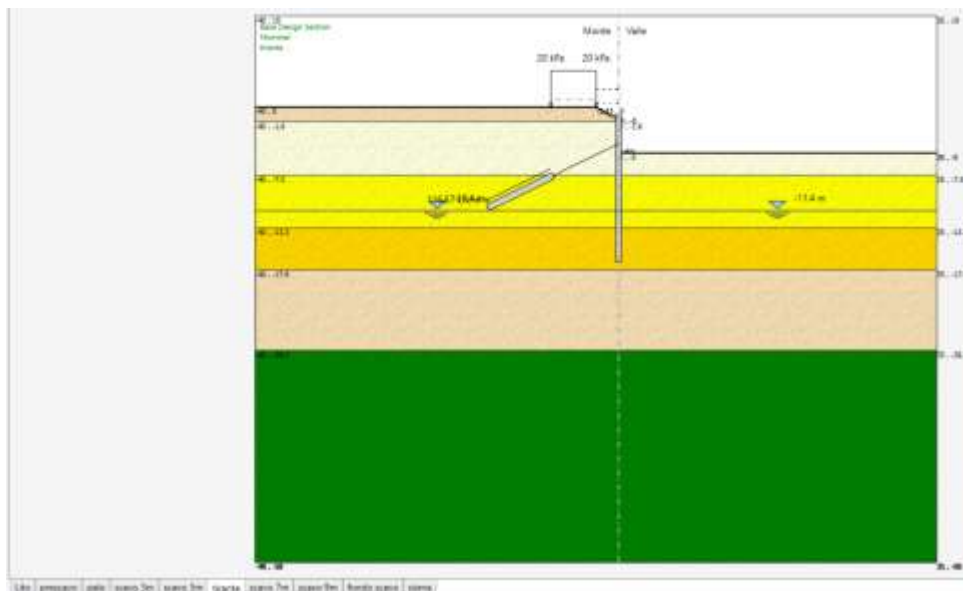
Stage 4 – Scavo a -3m da piano campagna



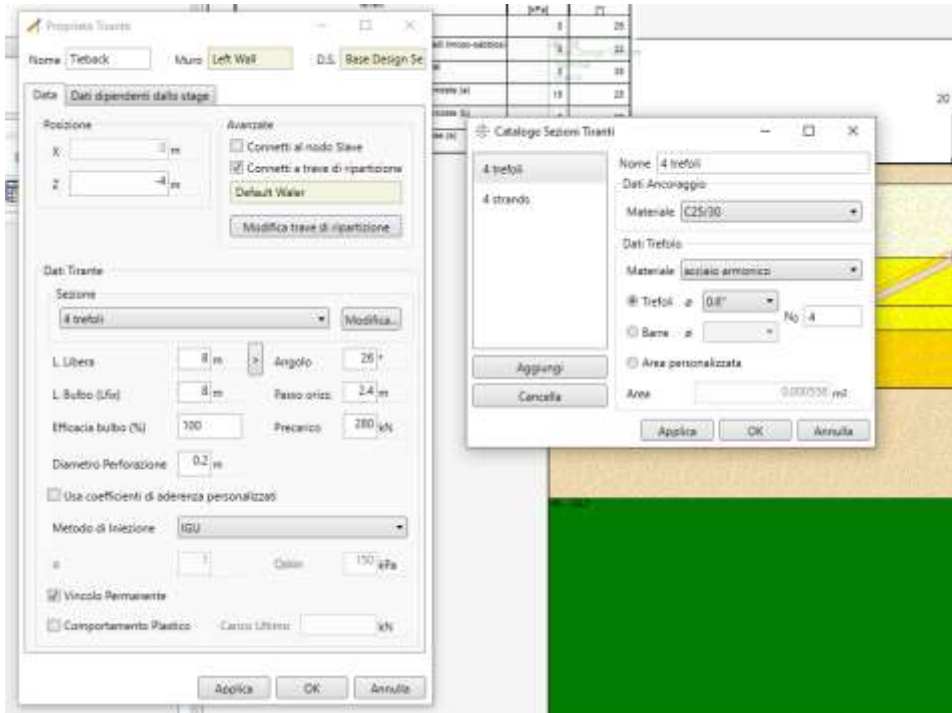
Stage 5 – Scavo a -5m da piano campagna



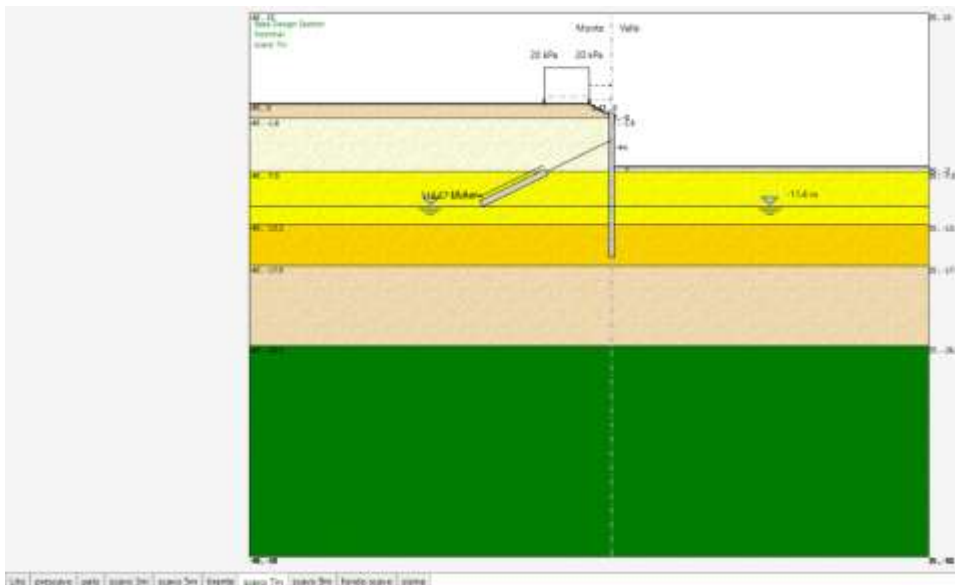
Stage 6 – Installazione primo ordine di tiranti a -4m da piano campagna



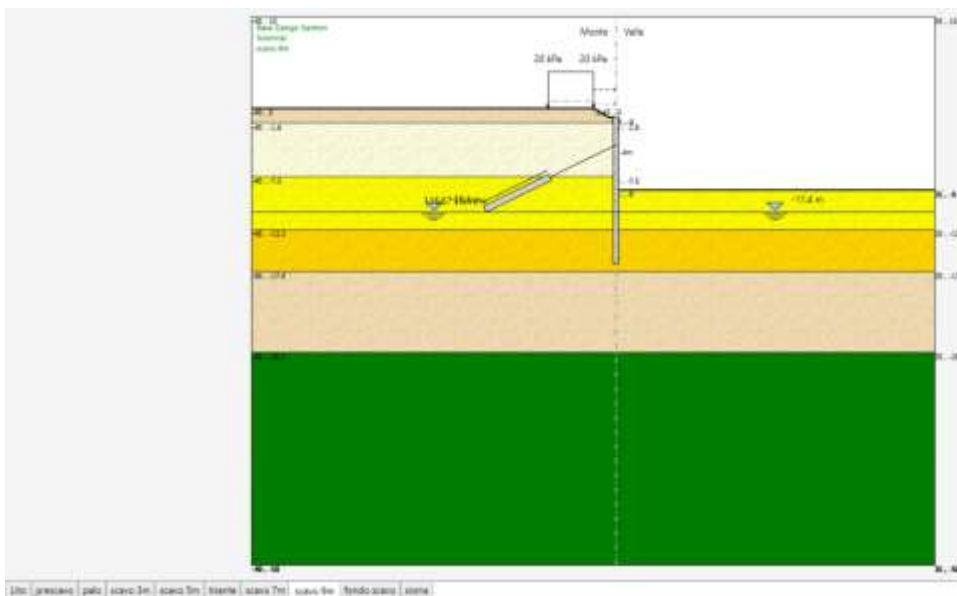
Al fine di contenere la deformabilità dell'opera è previsto un ordine di tiranti attivi a quattro trefoli a 3 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.4 m, con inclinazione 26° sull'orizzontale. La lunghezza totale dei tiranti è di 16 m, di cui 8 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:



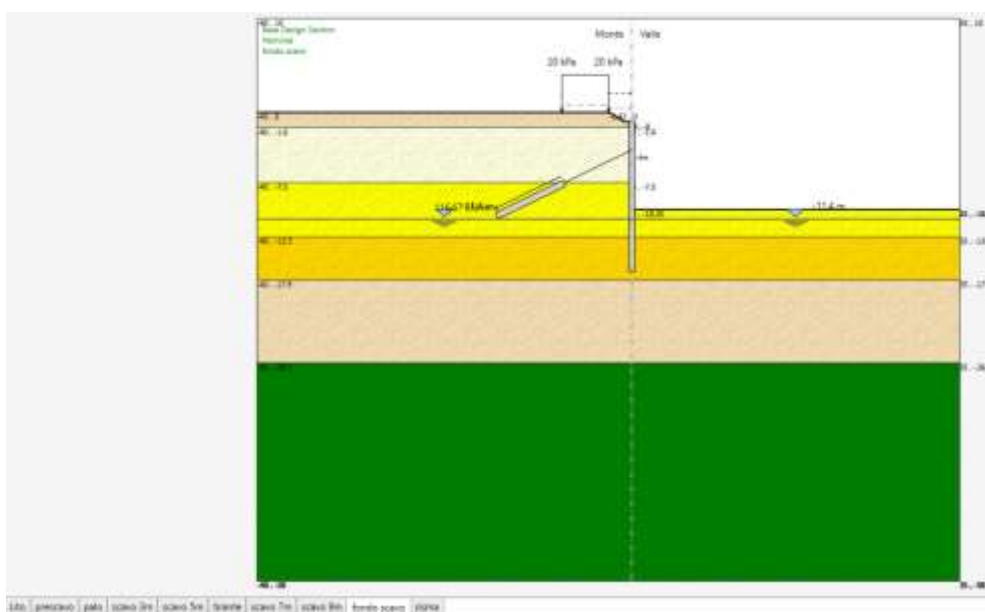
Stage 7 – Scavo a -7m da piano campagna



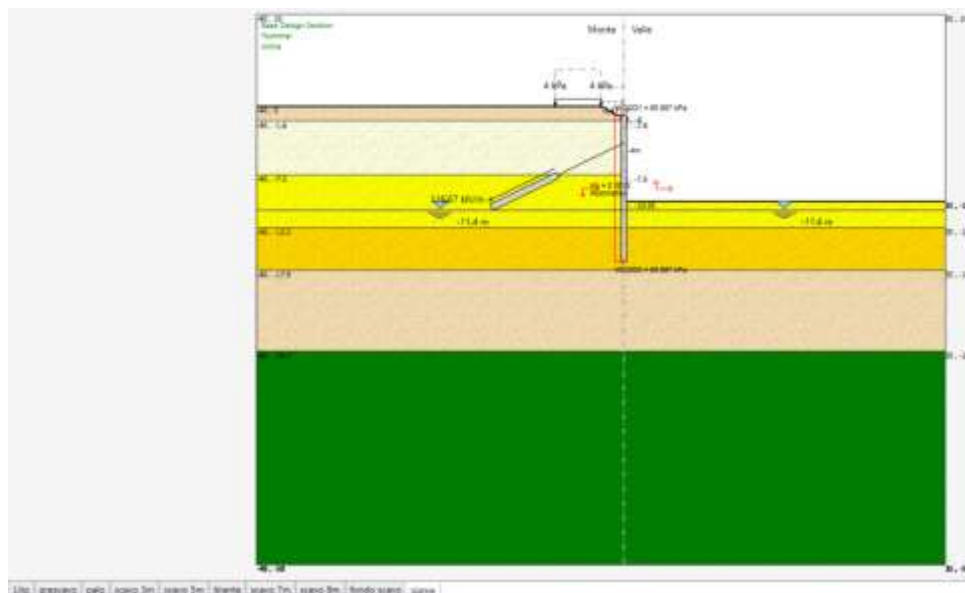
Stage 8 – Scavo a -9m da piano campagna



Stage 9 – Fondo scavo (+50cm NTC 6.5.2.2)



Stage 10 – Applicazione del sisma



9.8 Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per i modelli implementati, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

9.8.1. Sezione A-A

9.8.1.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell'analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1) e SLV.

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 937 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$; momento flettente massimo

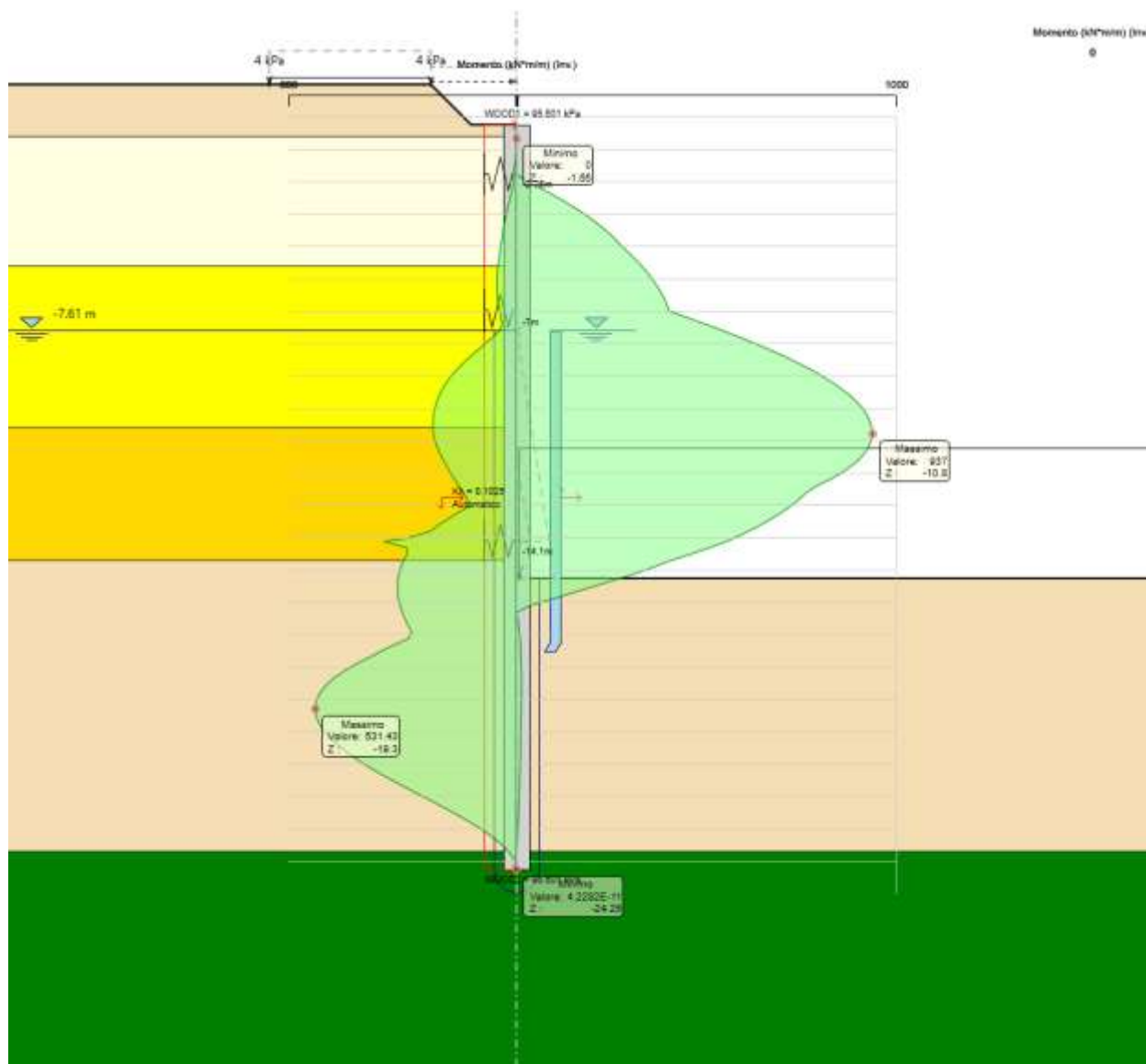


Figura 9-29 – Diagramma del momento flettente – sezione A-A

Il diagramma del Taglio:

$T_{max} = 581.6 \text{ kN/m}$; taglio massimo

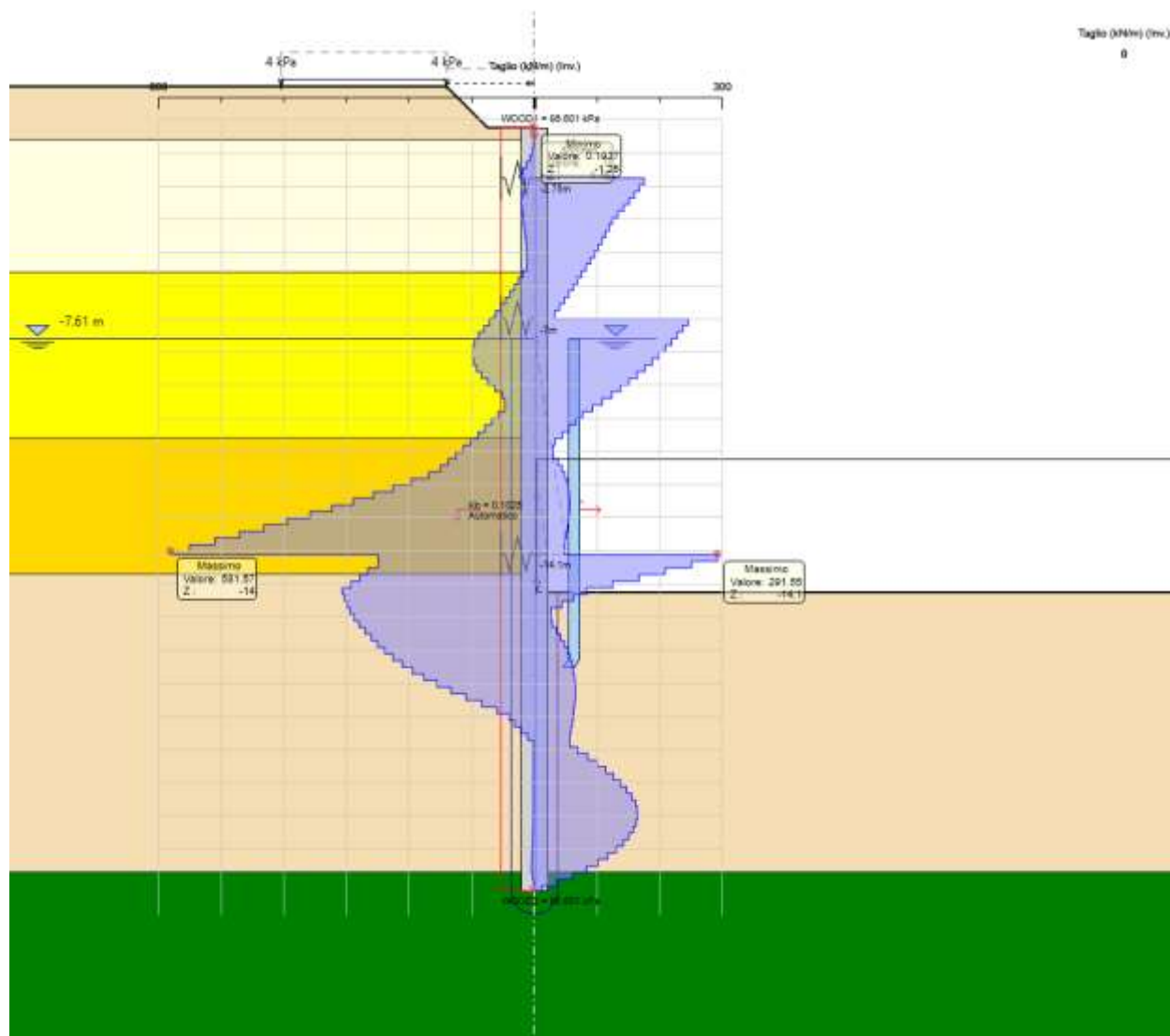


Figura 9-30 – Diagramma del taglio – sezione A-A

9.8.1.2 Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 2.23 cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 7.62$ cm, pertanto la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.

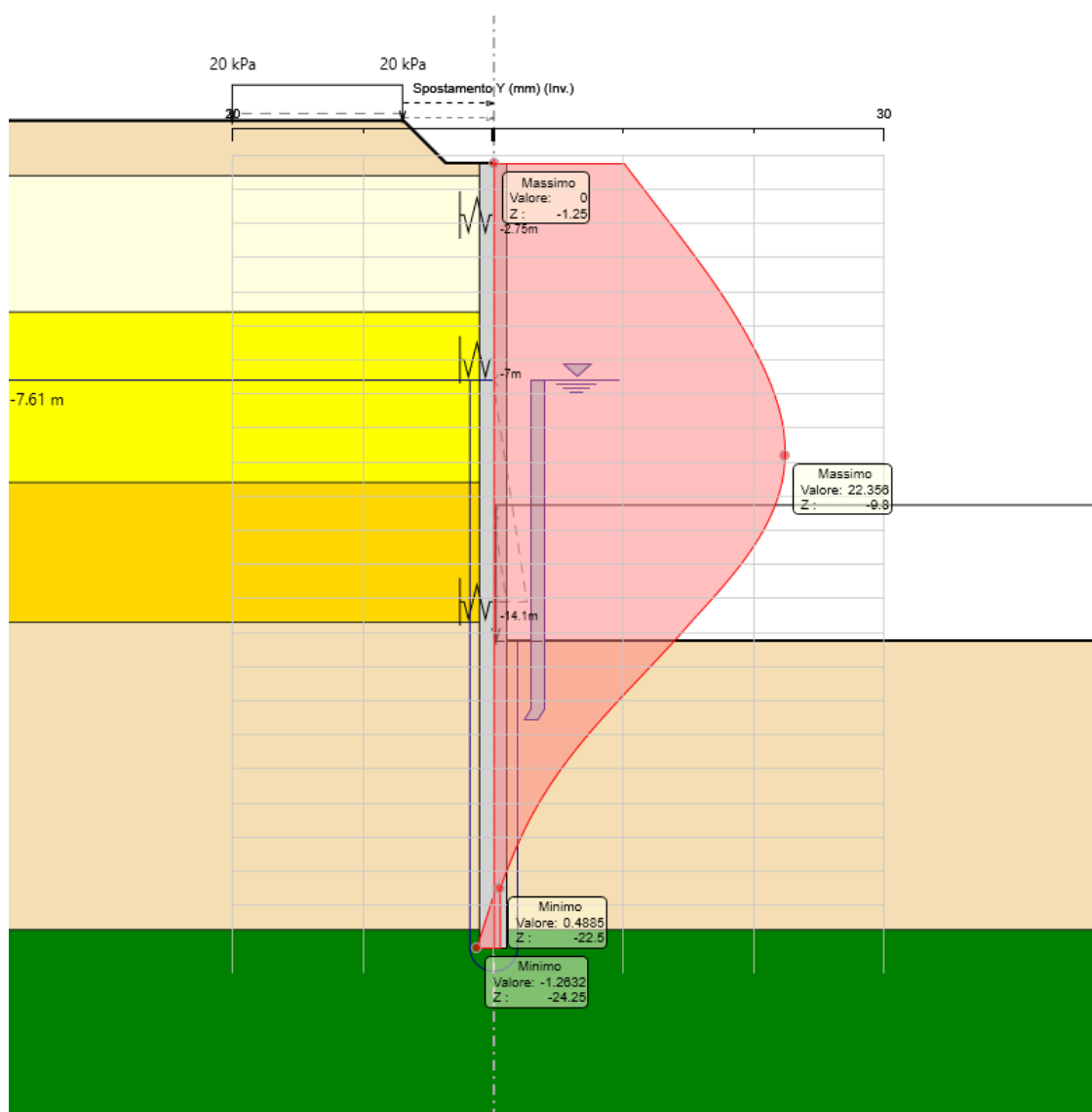


Figura 9-31 – Diagramma spostamenti – sezione A-A

9.8.1.3 Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici

9.8.1.3.1 Sifonamento

L'opera geotecnica è stata verificata nei confronti del possibile stato limite di sifonamento.

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_s = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_s = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_s = 2$.

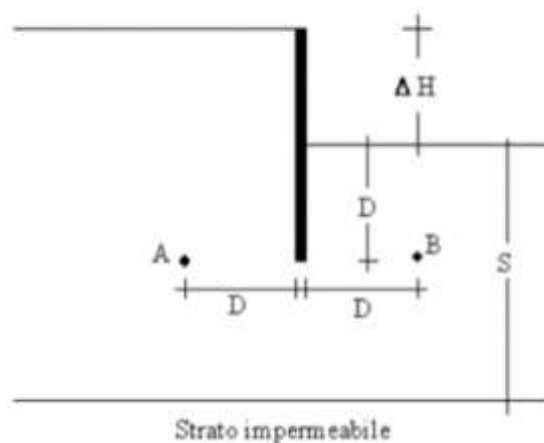
In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

$$1a) \frac{i_c}{i_m} > 3 \quad i_m = \frac{\Delta H}{\Delta H + 2D}$$

$$2a) \frac{i_c}{i_E} > 2 \quad i_E = \frac{\Delta H}{D}$$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

punta paratia	24.25	m
fondo scavo	15.25	m
D	9.00	m
h monte	7.61	m
h valle	15.25	m
ΔH	7.64	m
i_m	0.30	-
γ'	8.94	kN/m ³
γ_w	9.81	kN/m ⁴
i_c	0.91	-
FS	3.06	-



9.8.1.3.2 Sollevamento (UPL)

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

$V_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione instabilizzante

$G_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione permanente instabilizzante

$Q_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione variabile instabilizzante

$G_{stb,d}$ valore di progetto dell'azione permanente stabilizzante

R_d valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018.

I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018 (Vedasi Cap. 6.6).

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qs}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{qs} .

La resistenza laterale dovuta dall'attrito tra il palo e terreno è stata calcolata nel seguente modo: in assenza dei valori esatti dei coefficienti della spinta (k), che verranno modificati durante le fasi di scavo, è stato fatto riferimento all'ultima fase di scavo e sono stati ricavati i valori degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h). Successivamente sono stati calcolati gli sforzi tangenziali (τ), assumendo il criterio di rottura Mohr-Coulomb, e integrati lungo tutto il palo.

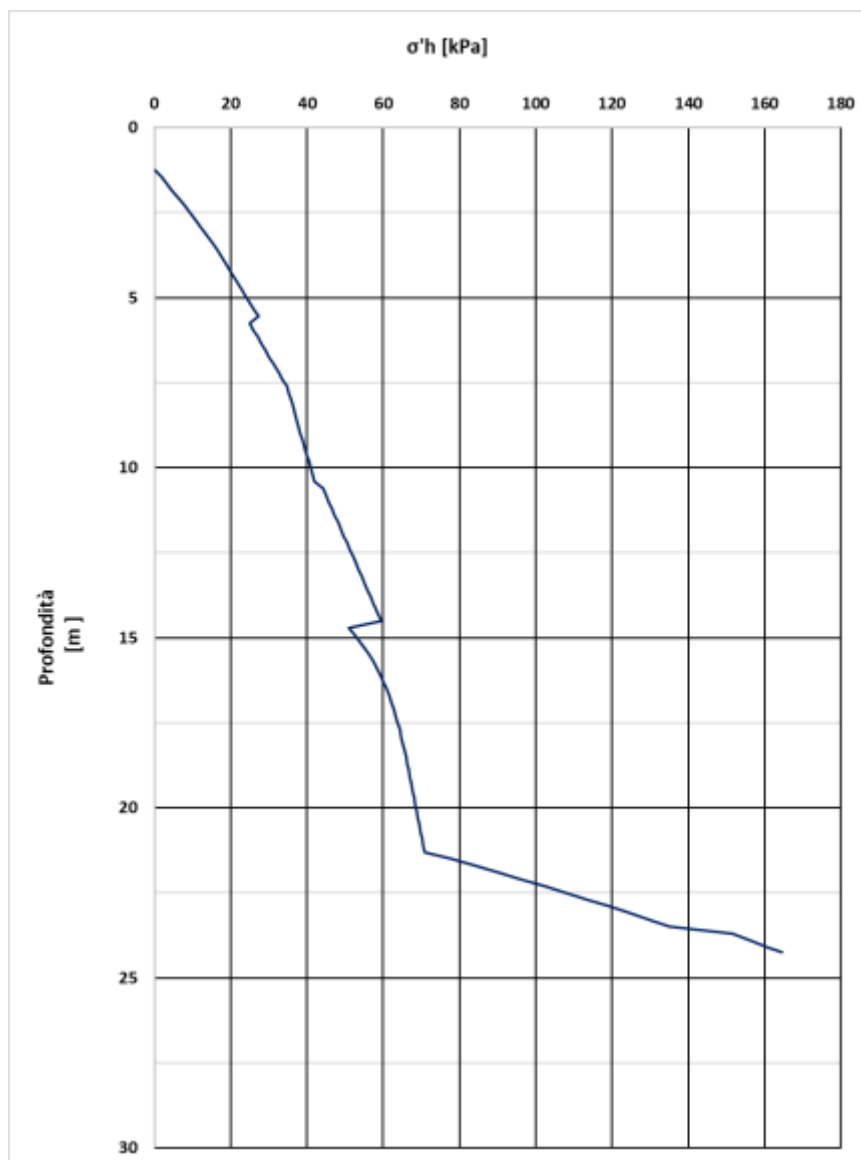


Figura 9-32 – Profilo degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h) lungo il palo

$$\tau_{,i} = \sigma'_{h,i} * \text{tg}(\varphi'_d)$$

$$R_{k,i} = \frac{(\tau_{,i} + \tau_{,i+1}) * \Delta}{2}$$

dove: $\Delta = 20 \text{ cm}$ (passo di integrazione)

$$R_k = \sum R_{k,i}$$

Resistenza laterale (attrito palo-terreno): $R_{tot} = 2 * (L_{cop} + B_{cop}) * R_k$;

(L_{cop} :Lunghezza soletta, B_{cop} :Larghezza soletta).

Verifica di sollevamento (UPL)			
Lunghezza soletta	Lcop	17	m
Larghezza soletta	Bcop	16	m
Area soletta	Bcop x Lcop	272	m ²
Spessore fondazione	H fond	1.000	m
Battente idraulico	hw	7.000	m
Peso di volume acqua	γ_w	10.000	kN/m ³
Pressione neutra all'interfaccia della soletta	pw	70.000	kPa
Azione instabilizzante	Vinst	19040.000	kN
		19.040	MN
Peso di volume calcestruzzo	γ_{cls}	25.000	kN/m ³
Peso proprio fondazione	Gstab_fond	6800.000	kN
		6.800	MN

dove:

Sottospinta dell'acqua: $V_{inst} = p_w * B_{cop} * L_{cop}$; ($p_w = \gamma_w * h_w$)

Peso della fondazione: $G_{stab_fond} = \gamma_{cls} * B_{cop} * L_{cop} * H_{fond}$

Per compensare la spinta idrostatica che in fase provvisoria risulta superiore al peso di fondazione, risulta necessario inserire delle barre filettate tipo Dywidag al fine di resistere a taglio. Lo sviluppo planimetrico delle opere provvisionali è di circa 66 m. Verranno inseriti 2 spinotti in ciascun palo per meglio trasferire le tensioni dovute al galleggiamento, pari ad un numero totale di 132 barre.

La resistenza totale di progetto per singolo spinotto si calcola nel seguente modo:

$G_{stab_barr} = n * V_{bd}$; dove:

$$V_{bd} = \frac{A_{barra} f_y}{\gamma_R \gamma_{mo} \sqrt{3}}$$

Si considera un contributo minimo di adesione tra la soletta e la paratia di pali:

$G_{stad} = a * A_{lat}$; dove:

$$A_{lat} = (2 * B_{cop} + 2 * L_{cop}) * H_{fond}$$

Numero di barre tipo dywidag per spinotti	n	132.000	
Diametro barre	Dbarra	40.000	mm
Area barre	Abarra	1256.637	mm ²
		0.00125664	m ²
Tensione di snervamento	fy	950.000	Mpa
Coeff. parziale acciaio per verifiche resistenza	γ_{m0}	1.050	
Coeff. parziale acciaio per tiranti provvisori	γ_R	1.100	
Resistenza a taglio di progetto singolo spinotto	Vbd	596.748	kN
Resistenza totale di progetto singolo spinotto	Gstab_barr	78770.715	kN
		78.771	MN
Adesione tra la soletta e la paratia	a	0.000	kPa
Perimetro soletta	P	66.000	m
Area laterale	Alat	66.000	m
Azione stabilizzante dovuta dall'adesione soletta-paratia	Gstad	0.000	MN
Resistenza laterale (attrito palo-terreno)	R,tot	37549.382	kN
		37.549	MN
	γ_{G1} sfav	1.100	
	γ_{G1} fav	0.900	
	Vinst,d	20.944	MN
	Gstb,d	110.808	MN
VERIFICA (Gstb,d>=Vinst,d)	soddisfatta		

La verifica di sollevamento risulta soddisfatta in quanto:

$$(G_{stb,d} :) 0.9 * (G_{stab_fond} + G_{stab_barr} + G_{stad}) = 110.81 \text{ MN} > 20.94 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

Occorre verificare a schiacciamento il calcestruzzo in prossimità della barra filettata, adottando una classe C25/30 per il calcestruzzo.

Il valore minimo che barre devono compensare è pari a:

$$Q_{barre} = V_{inst,d} - 0.9 * (G_{stab_fond} + G_{stad})$$

$$V_{barra} = \frac{Q_{barre}}{n}; \quad \text{taglio in ciascuna barra}$$

Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 40 cm, la superficie di contatto barra-cls è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm}$$

$A_c = L_{anc} * D_{barra}$; area di contatto spinotto-cls per sollecitazione agente di taglio

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c}$$

Verifica a schiacciamento del cls			
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione	Rck	30.000	Mpa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	fck	24.900	Mpa
Resistenza di progetto a compressione	fcd	14.110	Mpa
	Qbarre	14.824	MN
Taglio in ciascuna barra	Vbarra	112.303	kN
Lunghezza di ancoraggio spinotto	L,anc	30.000	cm
Area di contatto spinotto-cls per sollecitazioni agente di taglio	Ac	0.012	m2
Tensione di schiacciamento sul cls	σ_{cls}	9.359	Mpa
VERIFICA ($\sigma_{cls} < f_{cd}$)	soddisfatta		

La verifica a schiacciamento risulta soddisfatta in quanto $\sigma_{cls} < f_{cd}$.

L'armatura della soletta viene verificata in prima battuta considerando la soletta di fondazione appoggiata su 4 lati in corrispondenza dei pali e soggetta alla sottospinta idraulica considerando un tirante idraulico al di sopra della soletta di 7m. Si riporta di seguito il calcolo effettuato:

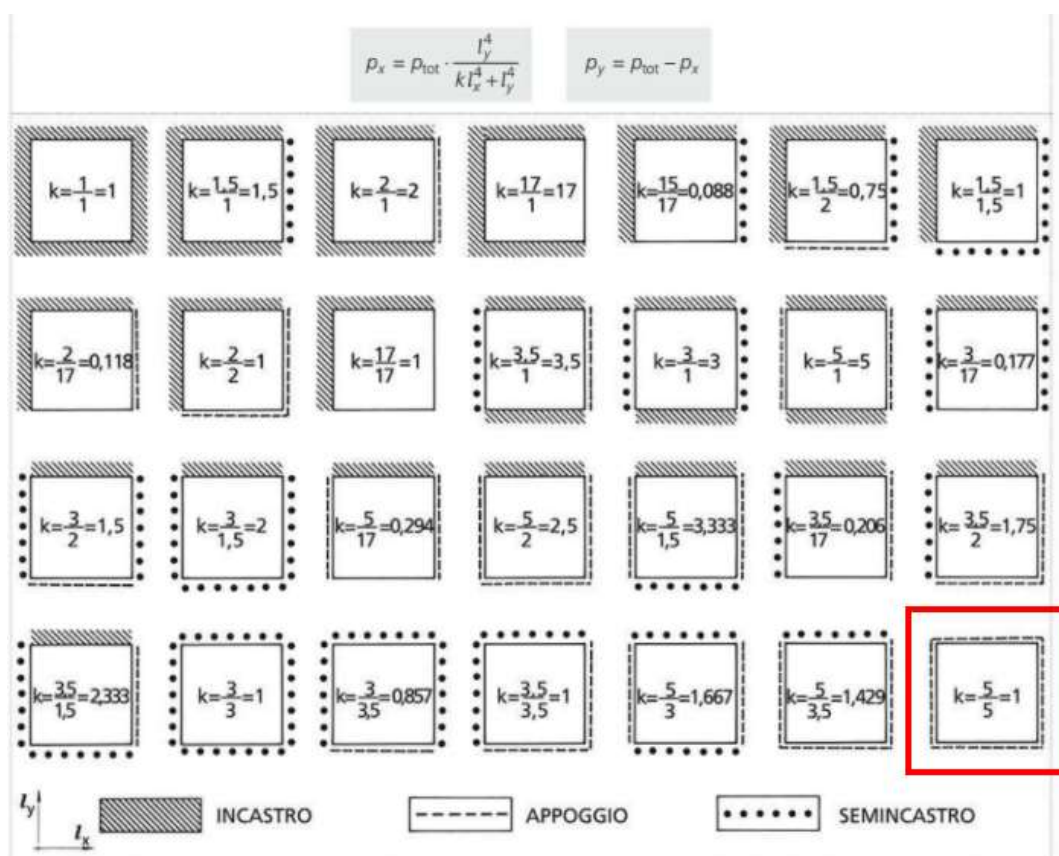


Figura 9-33 – Definizione delle pressioni agenti nelle due direzioni

γ_{water}	10 kN/m ³	peso di volume acqua
h	7 m	altezza falda
pw	70 kN/m ²	sottospinta idraulica
tsoletta	1 m	spessore soletta
γ_{cls}	25 kN/m ³	peso di volume cls
gsoletta	25 kN/m ²	peso soletta
ly	17 m	larghezza piastra in y
k	1	
lx	16 m	larghezza piastra in x
ptot=pw-gsoletta	45 kN/m ²	
px	25 kPa	
py	20 kPa	
Mx	807 kNm	momento di calcolo in direzione x
My	715 kNm	momento di calcolo in direzione y

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

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

TITOLO : **verifica soletta per sottospinta idraulica**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1000

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2661	71
2	2661	929

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd 936.5 kNm

σ_c -18.13 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 42.37 ‰

d 929 mm

x 70.89 x/d 0.07631

δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 mm Col. modello

Precompresso

La sezione armata con 7 ϕ 22 risulta verificata.

9.8.1.4 Verifiche degli elementi strutturali

9.8.1.4.1 Pali

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per tre gabbie di armatura. La gabbia 1, di lunghezza 7m, è stata progettata per la parte superiore. La seconda gabbia di lunghezza 8 m per la parte centrale e più sollecitata, e la terza gabbia di lunghezza 8 m per la parte inferiore dei pali.

Tabella 27 – Sollecitazioni massime – sezione A-A

	M,max [kN.m]	T,max [kN]	z [m]
Gabbia 1	402.50	244.48	7.00
	-	-	-
Gabbia 2	937.00	-	10.80
	-	581.60	14.00
Gabbia 3	531.43	-	19.30
	-	307.63	15.10

9.8.1.4.1.1 Gabbia 1 (da 0.0 m a -7.0 m dalla testa palo); L = 7m

Armature longitudinali: 12 ϕ 20

Armature trasversali: staffe ϕ 10/passso 20 cm

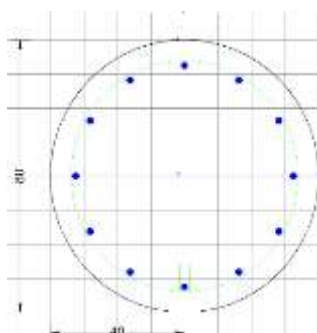


Figura 9-34 – Gabbia 1 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C25/30			
Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	
ACCIAIO - Tipo: B450C			
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068		
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.00.0	32.512	20		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia

My	con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez. Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1		0.00402.50	0.00244.50	0.00	

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.5 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.8 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 5.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	402.50		0.00	0.00	447.180.00	1.1137.7	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Yc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00192	0.0	32.5	-0.01173	0.0	-32.5	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.0000000000	0.000210088	0.004903533		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

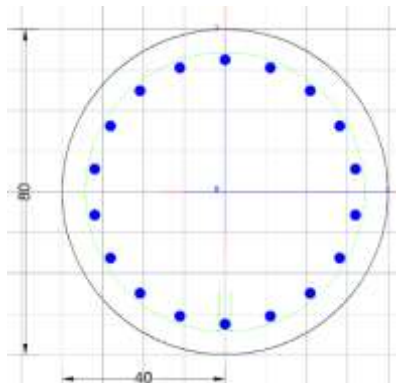
Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lungh.legat.proietta-$
 ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	244.50	908.28453	6766.5	59.0	63.0	2.500	1.0004	27.9	(0.0)

9.8.1.4.1.2 Gabbia 2 (da -7.0 m a -15.0 m dalla testa palo); L = 8m

Armature longitudinali: 18 ϕ 26

Armature trasversali: staffe ϕ 10/passi 10 cm


Figura 9-35 - Gabbia 2 – sezione A-A
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ec_2 :	0.0020		
Def.unit. ultima ecu :	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.560	MPa	

ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068		
Modulo Elastico E_f	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate

Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.00.0	32.518	26		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00937.00	0.00581.60	0.00		

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 5.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	937.00		0.00	0.00	1003.34	0.00	1.07 95.6(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00239	0.0	32.5	-0.00723	0.0	-32.5	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.0000000000	0.000148004	-0.002420164		

VERIFICHE A TAGLIO

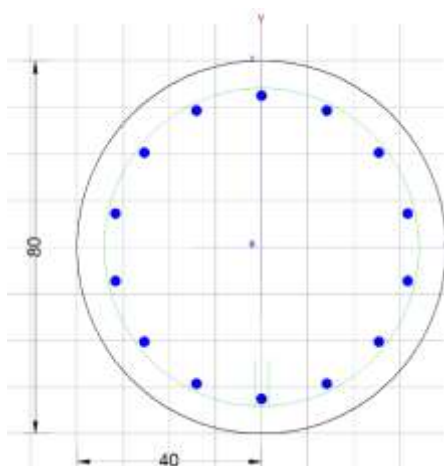
Diam. Staffe:	10 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e D_{med} .
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proiettata sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	581.60	940.56834	4761.8	54.3	70.9	2.500	1.000	10.915	7(0.0)

9.8.1.4.1.3 Gabbia 3 (da -15.0 m a -23.0 m dalla testa palo); L = 8m

 Armature longitudinali: 14 \varnothing 22

 Armature trasversali: staffe \varnothing 10/passso 20 cm

Figura 9-36 - Gabbia 3 – sezione A-A
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:		C25/30	
Resis. compr. di progetto	fc _d :	14.160	MPa
Resis. compr. ridotta	fc _d ':	7.080	MPa
Def.unit. max resistenza	ec ₂ :	0.0020	
Def.unit. ultima	ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:		Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale	Ec:	31475.0	MPa
Resis. media a trazione	f _{ctm} :	2.560	MPa
ACCIAIO - Tipo:		B450C	
Resist. caratt. snervam.	fy _k :	450.00	MPa
Resist. caratt. rottura	ft _k :	450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto	fy _d :	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto	ft _d :	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto	E _{pu} :	0.068	
Modulo Elastico	E _f	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.00.0	32.514	22		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00531.43	0.00307.63	0.00		

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 12.3 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 5.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	531.43	0.00	0.00	605.980.00	1.1453.2	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00213	0.0	32.5	-0.00978	0.0	-32.5	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.0000000000	0.000183136	-0.003825446		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro

E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	VedVcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	307.63	929.09439	9764.8	57.3	66.5	2.500	1.0005	57.9(0.0)

9.8.1.4.2 Puntoni

Il sistema di puntonamento è realizzato da un telaio in acciaio formato da travi perimetrali HEM600 e puntoni interni d'angolo HEM500. La reazione sui puntoni, ovvero sulle molle inserite nel software di calcolo paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema di puntonamento al fine di effettuarne le verifiche. La reazione massima vale 223 kN/m. Tale valore viene applicato al sistema di puntonamento:

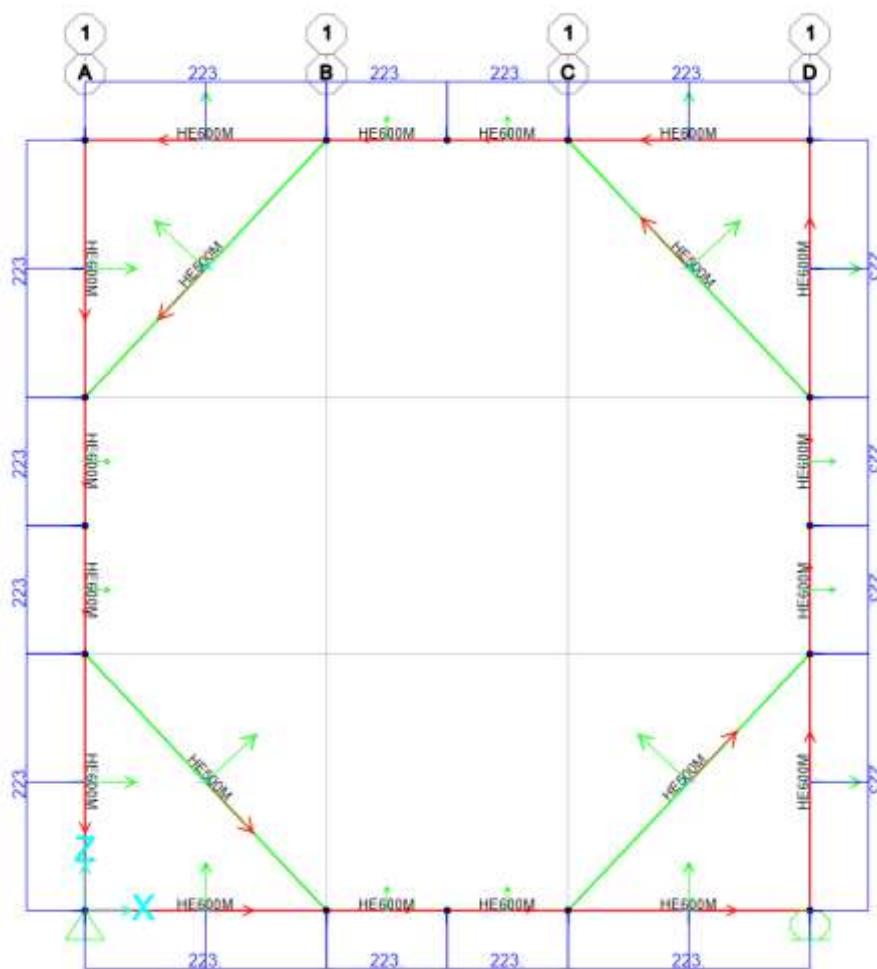


Figura 9-37 – Applicazione del carico sul sistema di puntamento

Le sollecitazioni agenti nel piano sono le seguenti:

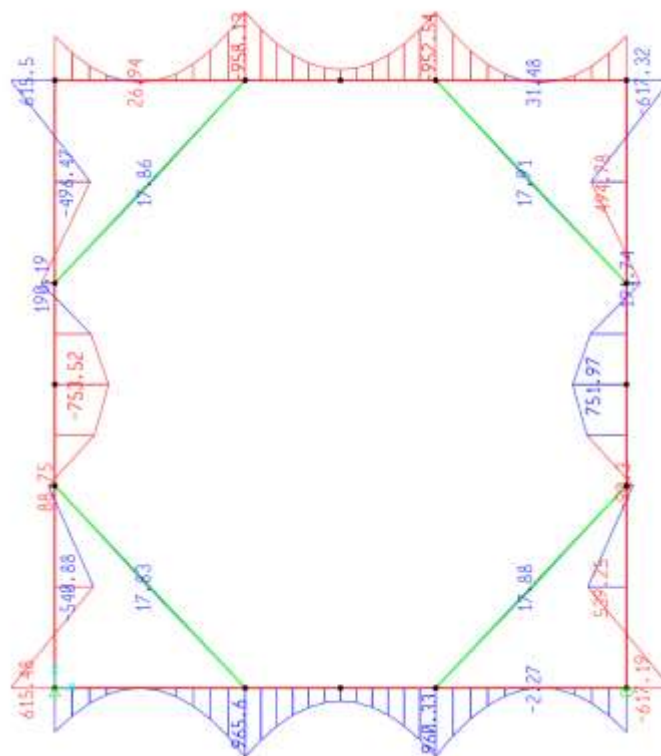


Figura 9-38 – Diagramma del momento flettente

Figura 9-40 – Diagramma dello sforzo assiale

Le verifiche sul sistema di puntonamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019. Di seguito sono riportati i tassi di lavoro degli elementi strutturali:

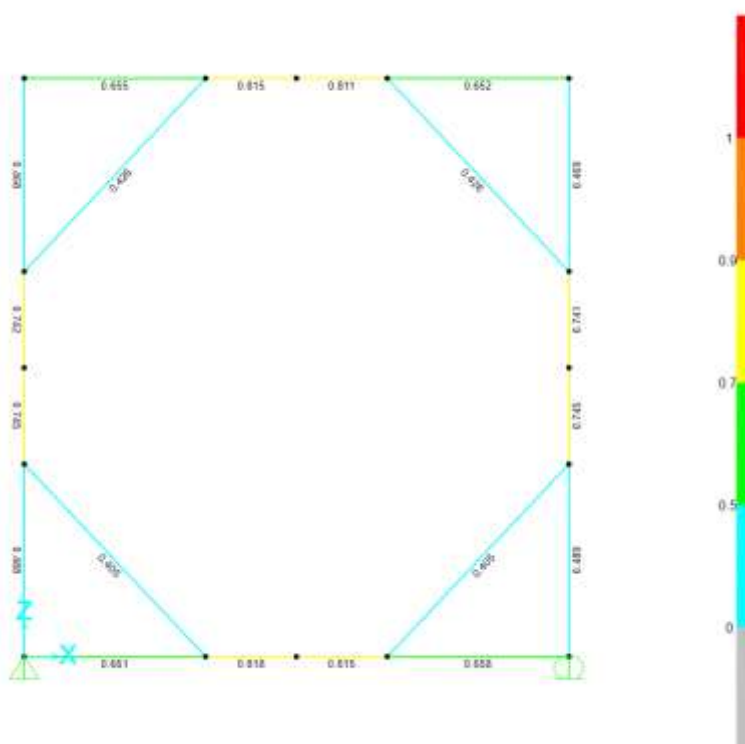


Figura 9-41 – Tasso di sfruttamento degli elementi

I fattori di sicurezza sono tutti minori dell'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. Il tasso di lavoro maggiore si registra per le travi perimetrali HEM 600 (FS=0.82<1) per cui si riportano le verifiche in dettaglio:

SAP2000

Engineer _____

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : KN, m, C

Frame : 61 X Mid: 6.663 Combo: SLU 1 Design Type: Beam
 Length: 2.665 Y Mid: 0. Shape: HE600M Frame Type: Non Dissipative
 Loc : 2.665 Z Mid: 0. Class: Class 1 Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done?
 No Consider Torsion? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
 An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=0.95

Aeff=0.036 eMy=0. eMz=0. We1,yy=0.008 Weff,yy=0.008
 A=0.036 Iyy=0.003 Iyy=0.255 We1,zz=0.001 Weff,zz=0.001
 It=1.570E-05 Izx=1.898E-04 Izx=0.072 Wpl,yy=0.009 Av,y=0.025
 Ix=1.596E-05 Iyz=0. h=0.62 Wpl,zz=0.002 Av,z=0.015
 E=210000000. fy=275000. fu=430000.

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.665	-1875.348	184.002	0.	0.988	0.	0.

RRS DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.35)
 D/C Ratio: 0.818 = 0.284 + 0.534 + 0. < 0.95 OK

$$= NEd / (Chi_z Nrk / GammaM1) + kry (My,Ed + NEd eMy) / (Chi_LT + kzz (Mz,Ed - NEd eMz) / (Mz,Rk / GammaM1))$$
 (NTC Eq C4.2.35)

AXIAL FORCE DESIGN

	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	-1875.348	9533.333	9533.333	9533.333	11269.44	34537.606	34537.597	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBcr	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	173198.583	0.24	0.933	0.991	9448.282
MajorB(y-y)	a	173198.583	0.24	0.933	0.991	9448.282
Minor (z-z)	b	13847.164	0.85	0.972	0.693	6606.567
MinorB(z-z)	b	13847.164	0.85	0.972	0.693	6606.567
Torsional TF	b	34537.597	0.538	0.702	0.867	8263.693

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mn,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Major (y-y)	184.002	945.598	448.579	724.199
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.

	Nc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	2297.429	2297.429	2209.732	1642.368
Minor (z-z)	505.476	505.476	505.476	

LIB	Curve	AlphaLT	LambdaBerLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Ncr
	c	0.49	0.716	0.883	0.715	1.596E-05	4707.888

Factors

	kx	Fc1	C2	C3	z)
	1.	1.132	0.459	0.525	
	z)	z)	z)	z)	0.
	0.31	0.	0.31		

Factors

	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.519	0.787	0.909	1.312

9.8.2. Sezione B-B

9.8.2.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni in SLU (A1+M1+R1) ed SLV.

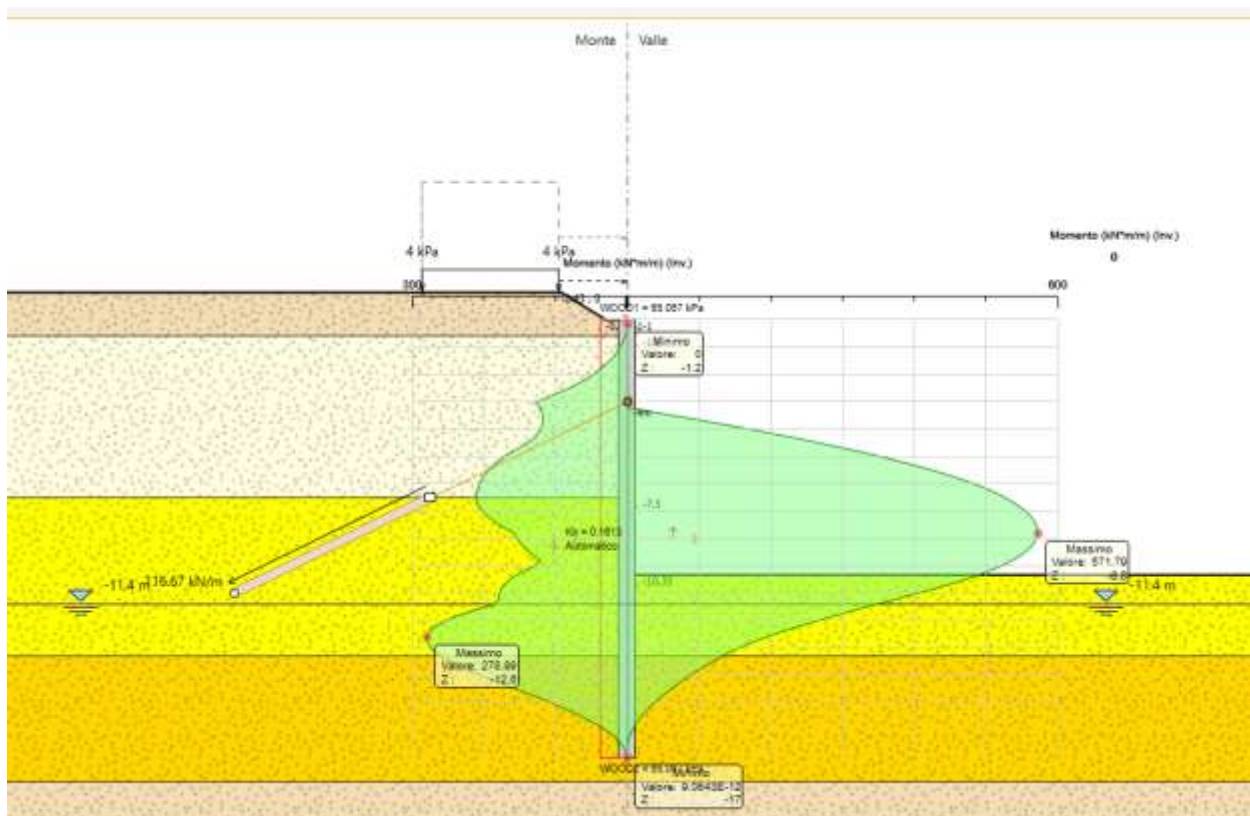


Figura 9-42 – Involuppo diagramma dei momenti SLU-SLV

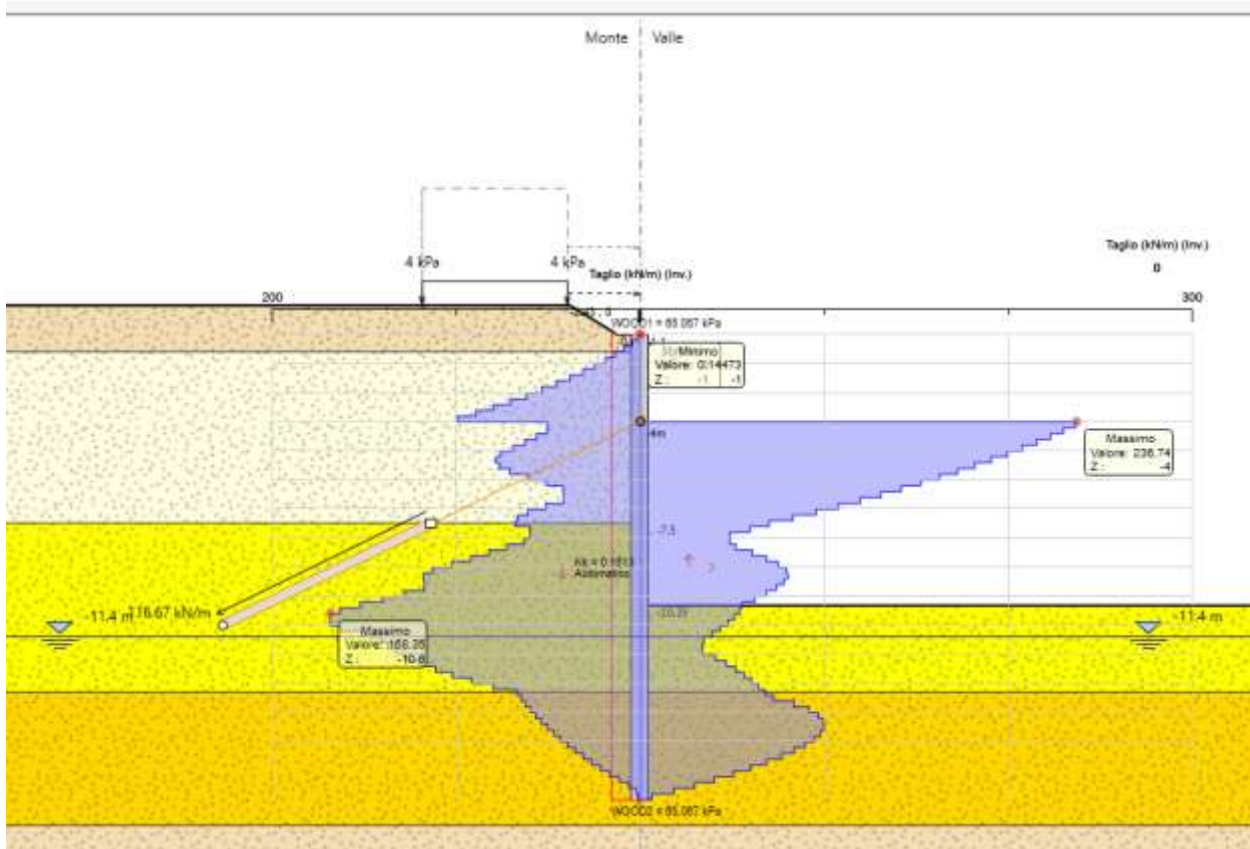


Figura 9-43 – Involuppo diagramma del taglio SLU-SLV

9.8.2.2 Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Lo spostamento orizzontale massimo in SLE vale 23mm. Tale spostamento si ritiene accettabile in quanto inferiore al limite $H_{scavo}/200 = 10350/200 = 52 \text{ mm}$.

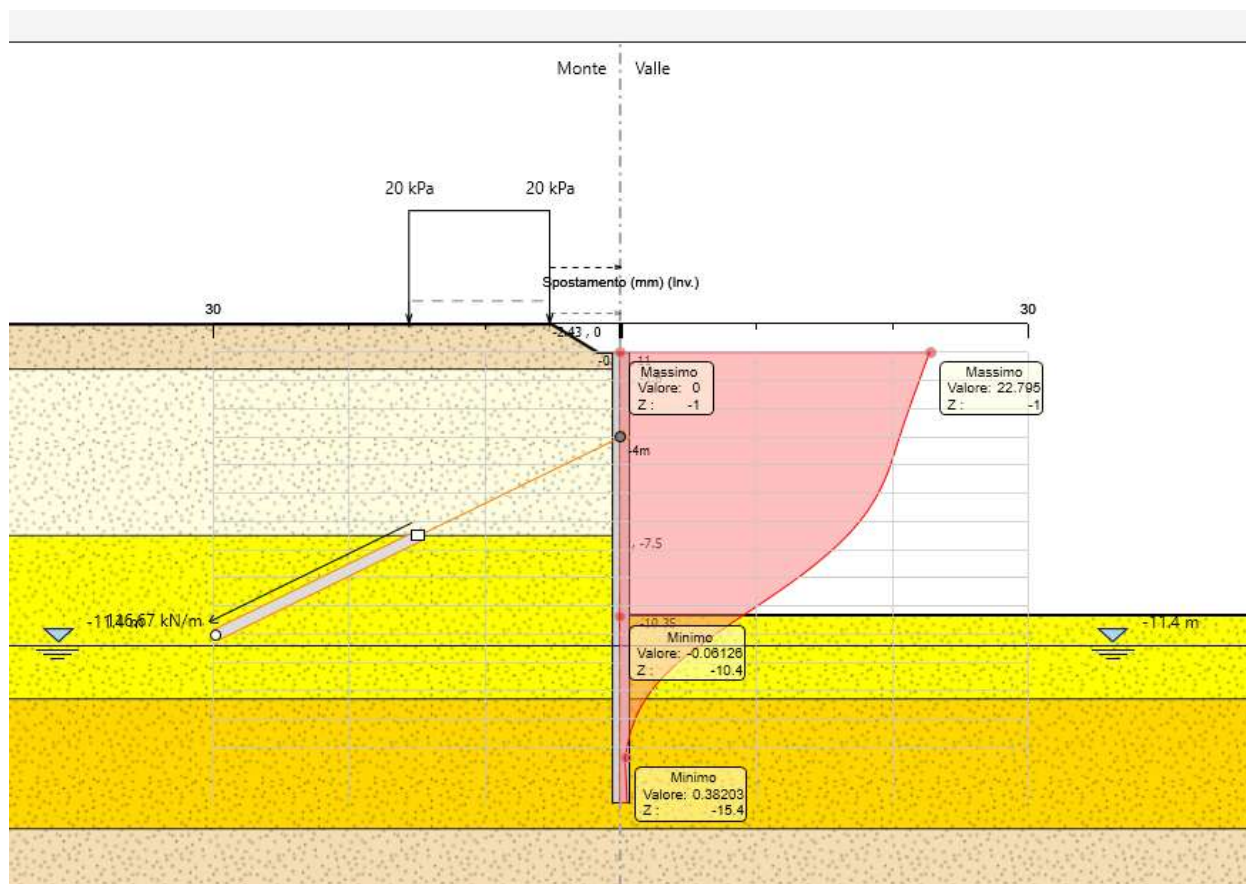


Figura 9-44 – Diagramma spostamento in esercizio

9.8.1.3 Verifiche degli elementi strutturali

9.8.2.3.1 Verifica sezione circolare pali

Si riportano di seguito le verifiche svolte in SLU per le opere in oggetto.

Le sollecitazioni riportate nei diagrammi precedenti, sono per metro lineare di profondità. Le verifiche strutturali saranno effettuate moltiplicando tali sollecitazioni per l'interasse tra i pali ovvero 80 cm.

$$M_{max} = 572 \text{ kNm/m} \times 0.80 \text{ m} = 458 \text{ kNm};$$

$$V_{max} = 237 \text{ kN/m} \times 0.80 \text{ m} = 190 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si trascura lo sforzo assiale.

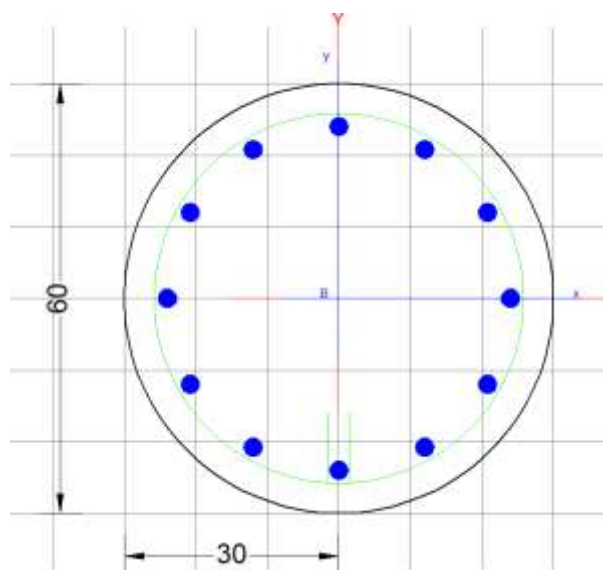


Figura 9-45 – Sezione trasversale

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza e_{c2} :	0.0020		
Def.unit. ultima e_{cu} :	0.0035		

Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
ACCIAIO - Tipo: B450C		
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 30.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.00.0	24.012	26		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My Vy	Vx
1	0.00458.00	0.00190.00	0.00	

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.8 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	458.00	0.00	0.00	489.630.00	1.0737.2	(4.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec maxx/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.003500.353	0.0	30.00.00240	0.0	24.0-0.006410.0	-24.0			

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.0000000000.000183567-0.0020070210.353				0.881

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	10 mm
Passo staffe:	20.0 cm
Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°	Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1		S	190.00		537.94	315.68	45.7	53.6	2.500	1.000	4.77.9(0.0)

9.8.2.3.2 Verifica tiranti

La verifica geotecnica a sfilamento delle barre di ancoraggio è stata condotta secondo quanto previsto per i tiranti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali indicati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per quanto riguarda azioni e parametri del terreno e di un coefficiente parziale sulle resistenze γ_R pari a 1.1 per tiranti temporanei (tabella 6.6.I delle NTC).

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Il valore della resistenza caratteristica allo sfilamento $R_{a,k}$ viene determinato dalla resistenza di calcolo $R_{a,c}$ (considerando il suo valor medio) attraverso il fattore di correlazione (ξ_{a3} in funzione del numero di verticali di indagine ($\xi_{a3} = 1.8$ nel caso in esame avendo a disposizione 1 verticale di indagine):

$$R_{a,k} = R_{a,c} / \xi_{a3}$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Il valore della resistenza di calcolo $R_{a,c}$ viene determinato come segue:

$$R_{a,c} = D \cdot \alpha \cdot p \cdot L \cdot \tau_s$$

Dove:

D = diametro di perforazione

α = coefficiente di maggiorazione del diametro di perforazione, funzione del tipo di terreno e di iniezione, assunto pari a 1.10 nel caso in esame per le unità geotecniche attraversate dai tiranti. È stata adottata la tecnica di iniezione globale unica (IGU);

L = lunghezza del bulbo di ancoraggio

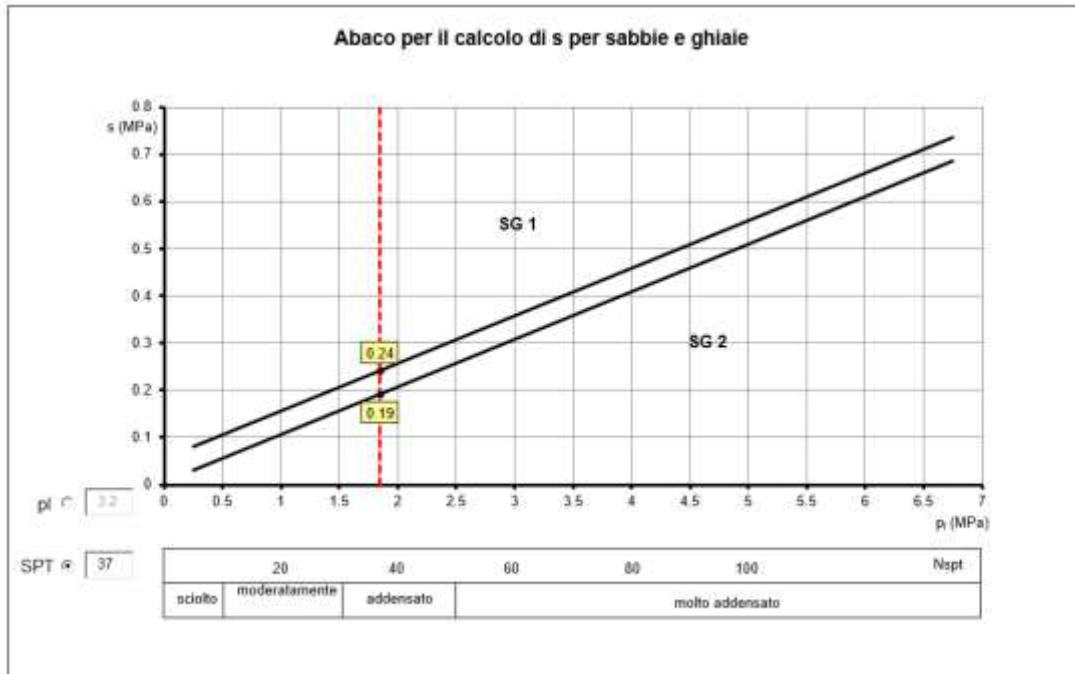
τ_s = tensione limite di aderenza fra bulbo e terreno

Tipo di terreno	Coefficiente α	
	IRS*	IGU**
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbia grossolana	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argilla	1.8 - 2	1.2
Marna	1.8	1.1 - 1.2
Marna calcarea	1.8	1.1 - 1.2
Arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 - 1.2
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1

IRS: Iniezione ripetuta selettiva
IGU: Iniezione globale unica

Per la stima della tensione limite di aderenza tra bulbo e terreno si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) per le iniezioni IGU relative a terreni incoerenti.

Dalle indagini in-situ si è ottenuto un valore di N_{spt} 37, da cui $\tau_s = 190$ kPa per lo strato in esame "Ghiaie grossolane e blocchi calcarei".



* $S = \tau_s$

*SG2 = IGU

Il valore della resistenza di progetto allo sfilamento del bulbo $R_{a,d}$ si ottiene applicando alla resistenza caratteristica $R_{a,k}$ il coefficiente parziale sulle resistenze γ_R precedentemente definito:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R = R_{a,c} / (\xi a_3 \cdot \gamma_R)$$

La verifica allo sfilamento risulta soddisfatta quando:

$$R_{a,d} > E_d \text{ (sollecitazione)}$$

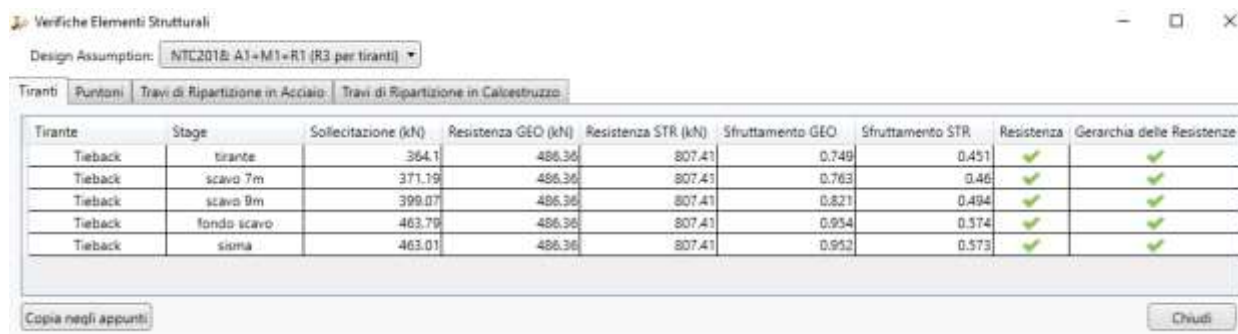
La resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio si determina fattorizzando la tensione di snervamento caratteristica con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$. La verifica strutturale del tirante risulta soddisfatta quando:

$$R_{t,d} = f_{yk} / \gamma_s \cdot A_{acciaio} > E_d$$

Infine, va rispettata la gerarchia delle resistenze ovvero la resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio deve essere maggiore della resistenza a sfilamento:

$$R_{t,d} > R_{a,d}$$

Di seguito si riportano le verifiche dei tiranti effettuate internamente al software paratie:



Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	tirante	364.1	486.36	807.41	0.749	0.451	✓	✓
Tieback	scavo 7m	371.19	486.36	807.41	0.763	0.46	✓	✓
Tieback	scavo 9m	399.07	486.36	807.41	0.821	0.494	✓	✓
Tieback	fondo scavo	463.79	486.36	807.41	0.954	0.574	✓	✓
Tieback	soma	463.01	486.36	807.41	0.952	0.573	✓	✓

Figura 9-46 – Verifiche tiranti

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC 2018.

9.8.1.3.3 Verifica trave di ripartizione

Di seguito si riportano le verifiche strutturali dei profili HEB 180 utilizzati come travi di ripartizione delle reazioni dei tiranti.

Per la verifica è stato considerato lo schema strutturale di trave appoggio-appoggio:

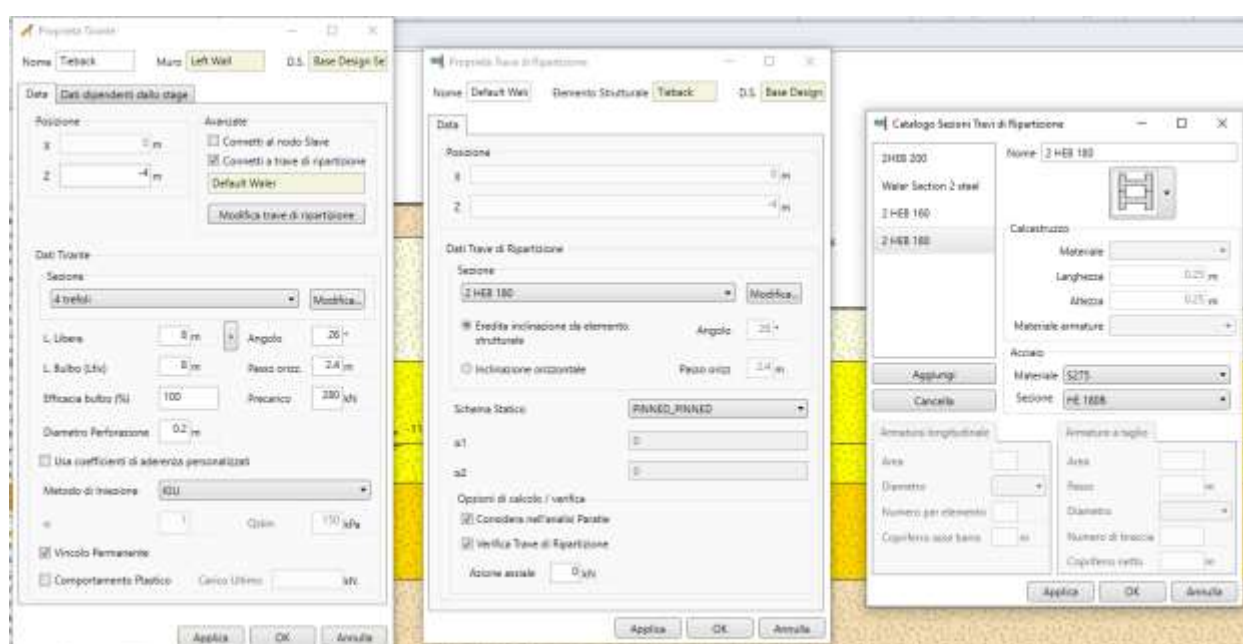


Figura 9-47 – Inserimento trave di ripartizione in Paratie

La verifica è eseguita internamente al software Paratie e di seguito se ne riportano gli esiti:

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | **Travi di Ripartizione in Calcestruzzo**

Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità
Default Water	Tieback	HE 180B	S275	2.4	NTC2018: A1+A	tirante	151.71	0	0.505	0.413	0
Default Water	Tieback	HE 180B	S275	2.4	NTC2018: A1+A	scavo 7m	154.66	0	0.515	0.421	0
Default Water	Tieback	HE 180B	S275	2.4	NTC2018: A1+A	scavo 9m	166.28	0	0.554	0.452	0
Default Water	Tieback	HE 180B	S275	2.4	NTC2018: A1+A	fondo scavo	193.25	0	0.644	0.525	0
Default Water	Tieback	HE 180B	S275	2.4	NTC2018: A1+A	sisma	192.92	0	0.643	0.525	0

Copia negli appunti | Chiudi

Figura 9-48 – Verifiche trave di ripartizione

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.8.1.4 Caratteristiche dell'opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell'opera:

Armature Sezione A-A:

gabbia 1 (lunghezza = 7 m): 12 Φ 20 - staffe Φ 10/ passo 20 cm

gabbia 2 (lunghezza = 8 m): 18 Φ 26 - staffe Φ 10/ passo 10 cm

gabbia 3 (lunghezza = 8 m): 14 Φ 22 - staffe Φ 10/ passo 20 cm

incidenza totale = 135 kg/m³

Puntoni:

Puntoni interni d'angolo HEM500 + travi perimetrali HEM600

Armature Sezione B-B:

armatura verticale: 12 Φ 26;

staffe: Φ 10/ 20 cm

incidenza totale = 195 kg/m³

10. MANUFATTO M4

Il seguente capitolo ha come oggetto il Progetto Definitivo delle opere provvisorie in corrispondenza del manufatto M4. L'area di studio della nuova opera rientra nell'ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.

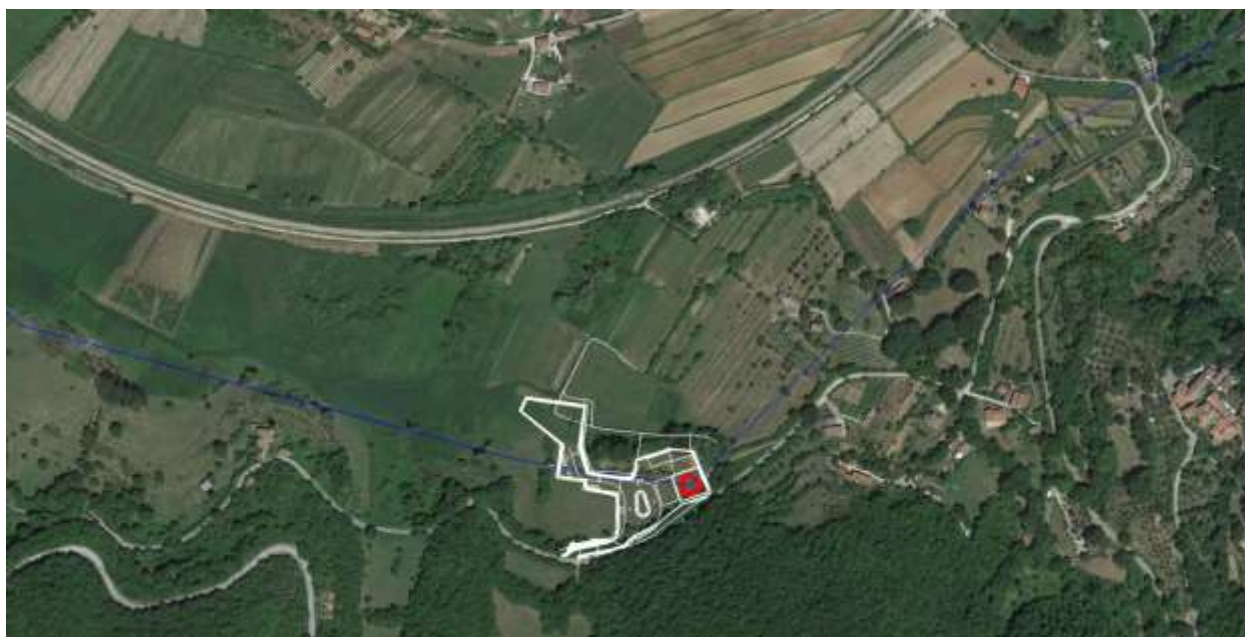


Figura 10-1: Ubicazione del Manufatto M4 (in rosso) – vista planimetrica

10.1 Software di calcolo

4- **Paratie Plus** versione **21.0.1** della Ce.A.S. s.r.l per il calcolo di opere di sostegno flessibili e, più in generale, per lo studio di diverse problematiche di Ingegneria Geotecnica correlate alla progettazione di scavi a cielo aperto.

Tale software è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui si analizza una "fetta" di parete di larghezza unitaria. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ , mentre il terreno è simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidezza flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia è 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 puntoni applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale 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.

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura.



Figura 10-2 - Licenza Paratie Plus 2021

5- **Midas Gen 2021** versione **3.1** della MIDAS Information Technology Co.,Ltd. per l'analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale.



Figura 10-3 - Licenza Midas Gen 2021

10.2 Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario alla realizzazione del manufatto M4 si prevede un'opera provvisoria di sostegno costituita da una paratia di pali compenetrati $\phi 800$. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, nel seguito descritta. In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo è incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente si riassume l'altezza di scavo assunta nel modello di calcolo.

Sezione	Altezza libera paratia [m]	Prescavo medio [m]	Incremento (NTC 2018) [m]	Scavo max di modello da p.c. [m]
A-A	13.50	1.25	0.50	15.25

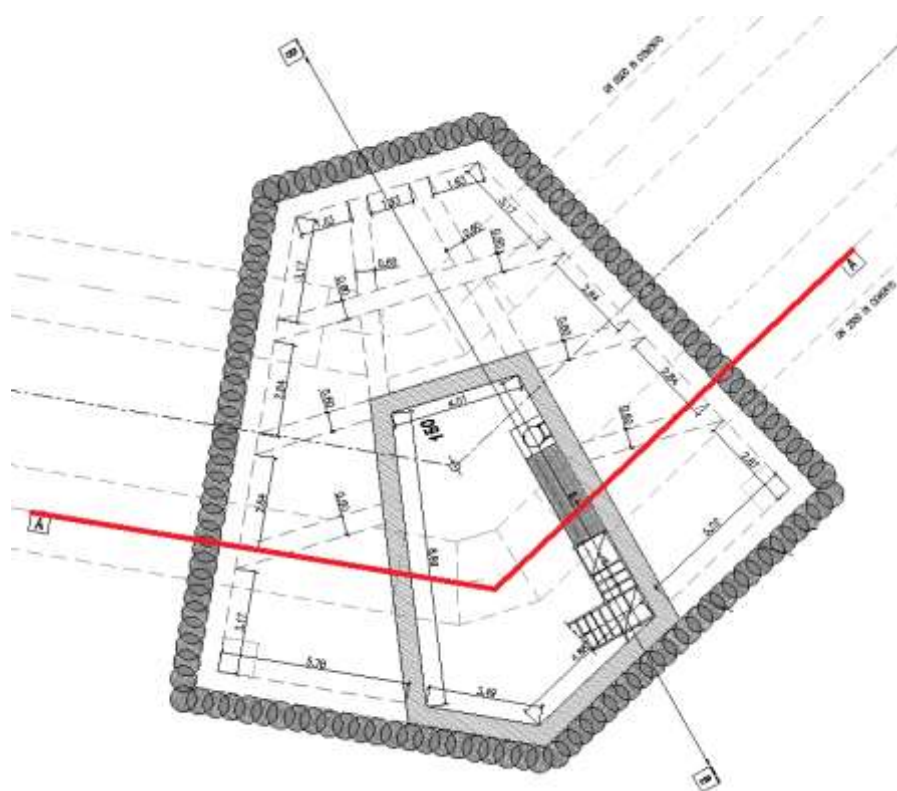


Figura 10-4 – Posizione della sezione di calcolo delle opere provvisionali

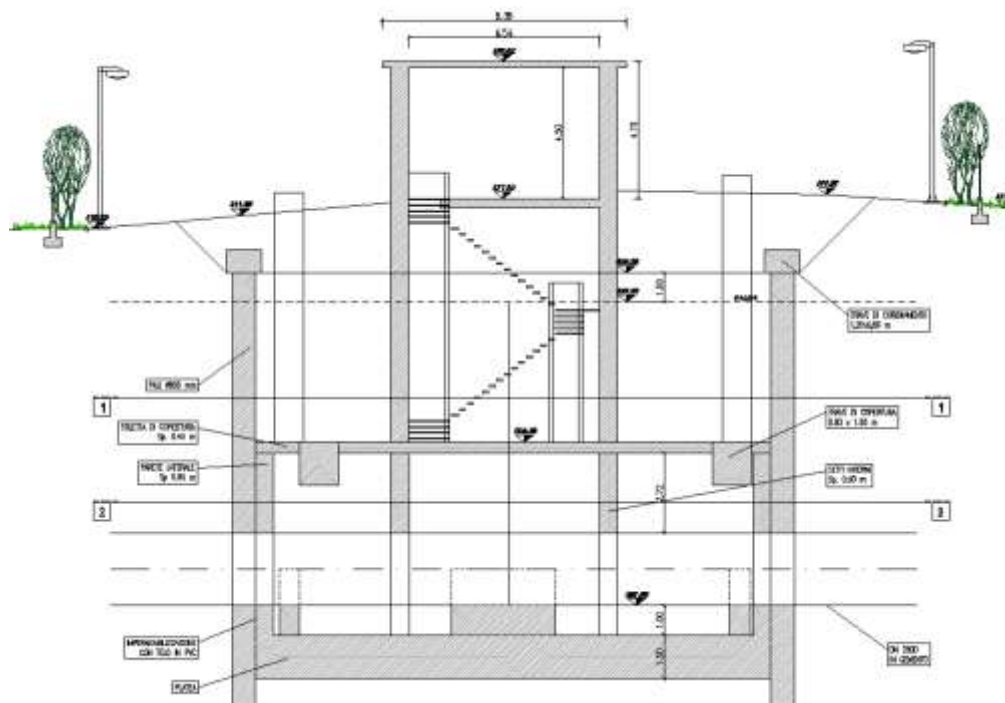


Figura 10-5 – Sezione trasversale A-A

10.2.1. Sezione A-A

In corrispondenza del manufatto M4 si prevede una paratia di pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 500mm, e lunghezza totale 24m. La sequenza di costruzione dei pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles) consiste nell'esecuzione di pali primari e secondari, di cui solo questi ultimi sono armati. Per raggiungere la profondità di scavo di progetto, pari a 15.25 m da piano campagna, si impiega un sistema di puntone formato da:

- Cordolo sommitale in c.a. 120×80 cm con puntoni interni in acciaio a sezione circolare 508×16 mm.
- Irrigidimento intermedio a -6 m dalla testa della paratia realizzato con doppia trave perimetrale HEM650 e puntoni interni in acciaio a sezione circolare 610×25 mm.

Tale sistema è realizzato interamente sopra la falda freatica. Successivamente, si prosegue con lo scavo sotto falda e con il getto della soletta di fondazione (spessa pari ad 1.5m) in subacqueo. La soletta di fondazione è connessa ai pali della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta sia nella paratia. Le fasi di scavo si concludono con l'aggottamento totale dell'acqua dallo scavo.

10.3 Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio Si(3) e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.



Figura 10-6 – Ubicazione sondaggio Si(3) - Fonte: Google Earth

Nella figura seguente si riporta la scheda del log stratigrafico del sondaggio Si(3).

Committente: Acea Elabori S.p.A.	Sondaggio: Si3
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell'Acquedotto del Peschiera	Data: 06-07/05/2019
Coordinate: 42.361875° N; 12.996441° E	Quota: 412 m slm
Perforazione: Carotaggio Continuo	

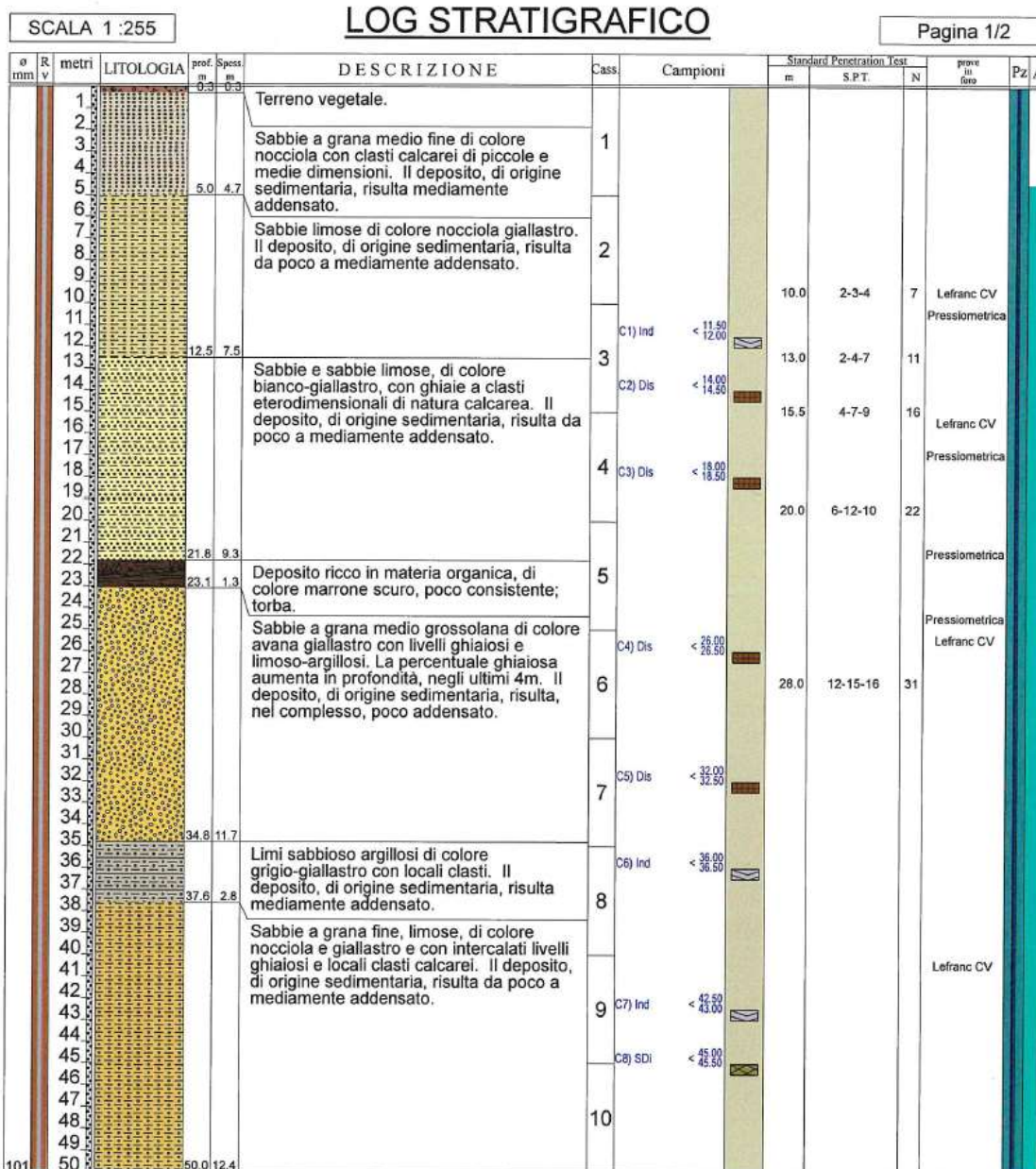


Figura 10-7 – Scheda stratigrafica del sondaggio Si(3)

10.3.1. Prove SPT (*Standard Penetration Test*)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all'esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N_{spt}
Si(3)	10.0	7
Si(3)	13.0	11
Si(3)	15.5	16
Si(3)	20.0	22
Si(3)	28.0	31

Tabella 10-1 – Risultati della prova SPT – Sondaggio Si(3)

10.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni. Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio Si(3), si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) per un spessore pari a circa 1.5 m formato dal terreno vegetale sabbioso con clasti. A seguire si trova uno strato costituito da sabbie a grana medio-fine con ghiaie (UG2), fino a

profondità circa 11 m dal piano campagna. Per le profondità maggiori di 60 m da piano campagna, è presente un deposito di terreno formato da limo sabbioso debolmente argilloso (UG3).

Per la profondità della falda si assume – 4m da p.c.

Riferimento			Caratteristiche fisiche							Limiti di consistenza				Granulometria				Cespe			Taglio diretto		Idrometrica				
Sez. n°	Carp. n°	Profondità m	W %	T U/m²	T ₂₀₀ U/m²	T ₄₂₅ U/m²	T ₇₅ U/m²	Indice vasit	Perce. %	Sat. %	LL %	LP %	SP %	IC %	Oliva %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	e %	φ °	c kPa	24.2 kPa	99.0 kPa	99.8 kPa	194.0 kPa	397.0 kPa	
SI3	C1	11.50 - 12.00	27.7	19.5	15.3	19.4	26.3	0.72	41.8	103.2	47.3	20.4	26.9	0.73	2.6	45.4	25.4	26.6	20.5	26.9	7.9	3478	3769	5600	10000	11200	
SI3	C2	14.00 - 14.50					26.3								6.1	71.3	15.5	7.1									
SI3	C3	18.00 - 18.50					26.1								7.3	66.1	17.4	9.2									
SI3	C4	26.00 - 26.50	17.9	19.0	16.1	19.8	25.8	0.60	37.5	78.6	51.3	22.8	28.5	1.17	38.7	32.9	28.4	118	37.6	13.6	3429	4083	6125	9800	15077		
SI3	C5	32.00 - 32.50					26.0								5.7	39.1	33.9	21.3									
SI3	C6	36.00 - 36.50	29.0	18.3	14.2	18.6	25.5	0.79	44.2	95.1	54.8	35.2	19.6	1.32	22.7	56.1	21.2	40.7	25.4	8.7	2229	3065	4086	5769	8717		
SI3	C7	42.50 - 43.00	19.9	20.0	16.7	20.3	26.5	0.59	37.1	91.4	41.0	25.3	15.7	1.34	27.2	52.5	11.6	8.7	30.4	27.9	7.2	3502	4903	4715	7486	12819	
SI3	C8	45.00 - 45.50					26.5								15.6	38.9	19.4	26.1									

Tabella 10-2 – Risultati delle prove di laboratorio

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	Eop (MPa)	Eed* (MPa)
UG1	0.0 – 1.5	Terreno vegetale sabbioso con clasti spigolosi di origine calcarea	16.0	25	0	10	2.5
UG2	1.5 – 11.0	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)	18.0 – 21.0	27 - 32	8 - 10	20	4.0 - 6.0
UG3	11.0 – 30.0	Limo sabbioso debolmente argilloso (facies coesiva)	18.0 – 20.0	22 - 25	9 - 15	20	9.0 – 13.0

Tabella 10-3 – Sintesi dei parametri geotecnici (* valore riferito alla frazione fine)

10.4 Analisi dei carichi

10.4.1. *Peso proprio*

- Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

10.4.2. *Carichi accidentali*

Durante le fasi di costruzione si considera un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

10.4.3. *Azione sismica*

L'azione sismica è stata omessa nelle analisi in quanto le opere sono provvisorie, con una durata minore di 2 anni (DM 17/01/2018 §2.4.1).

10.4.4. *Spinta del terreno*

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia. I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno. I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948).

Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

10.5 Verifiche paratie di pali

10.5.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

10.5.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell'opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l'altezza di scavo.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

10.6 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione γ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_v	γ_γ	1,0	1,0

10.7 Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisionali in corrispondenza del manufatto M4. Il modello per la paratia di pali secanti $\varnothing 800$ è stato realizzato con il programma Paratie Plus, in condizioni statiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU.

10.7.1. Sezione A-A:

10.7.1.1 Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:




	Terreni	YDRY [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	18	0	25	E _{vc} = 10000 E _{ur} = 16000
	UG2 Sabbia / Ghiaia	19	8	27	E _{vc} = 20000 E _{ur} = 32000
	UG3 Limo	19	9	22	E _{vc} = 20000 E _{ur} = 32000

Tabella 10-4 – Modello geotecnico – Sezione A-A

Le fasi esecutive per l'analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

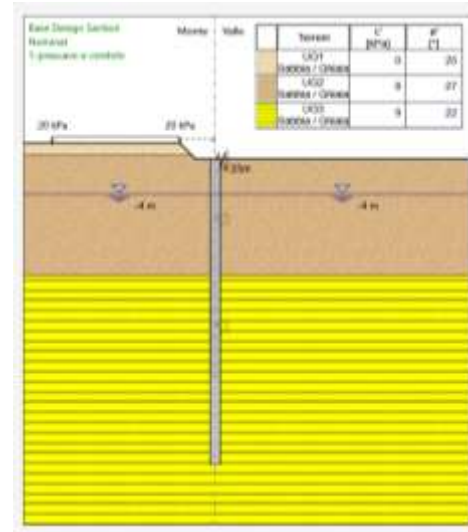
0. Stato geostatico iniziale; la falda è a -4.00 m dal p.c.
1. Prescavo di 1.25 m, realizzazione dei pali e del cordolo sommitale in c.a., quest'ultimo simulato con l'ausilio di una molla di rigidità pari a 11700 kN/m² (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura); è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
2. Scavo fino a -3.00 m dal p.c. e realizzazione del sistema di puntoni a sezione circolare 508×16 mm: si aggiorna la rigidità della molla, che simula il cordolo sommitale, al valore di 47390 kN/m² (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura); è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
3. Scavo fino alla quota di -6.0 m da p.c.; è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.

4. Abbassamento della falda all'interno fino a -6.00 m da p.c.; è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
5. Installazione del secondo livello di irrigidimento dello scavo (doppia trave perimetrale HEM650 e puntoni a sezione circolare 610×25 mm) simulato tramite una molla elastica di rigidezza 25000 kN/m² (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura); è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
6. Ripristino della falda, all'interno dello scavo, alle condizioni originali (-4.00 m da p.c.). È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
7. Scavo sommerso fino alla quota di -15.25 m da p.c. La fase è stata suddivisa in 3 sottofasi in cui il fondo scavo è abbassato gradualmente alla quota -7.75 (fase 7.1), -11.5 (fase 7.2) e -15.25 (fase 7.3). È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
8. Realizzazione della soletta di fondazione simulata mediante una molla elastica di rigidezza 4500000 kN/m² (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura) e da un sovraccarico pari a 37.5 kN/m, dovuto dal peso della soletta, sul fondo scavo. È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
9. Svuotamento totale dell'acqua dallo scavo. È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.

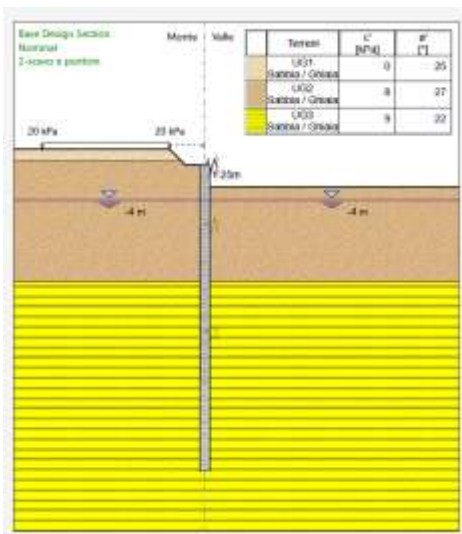
Di seguito la rappresentazione grafica degli *stage* sopra descritti:



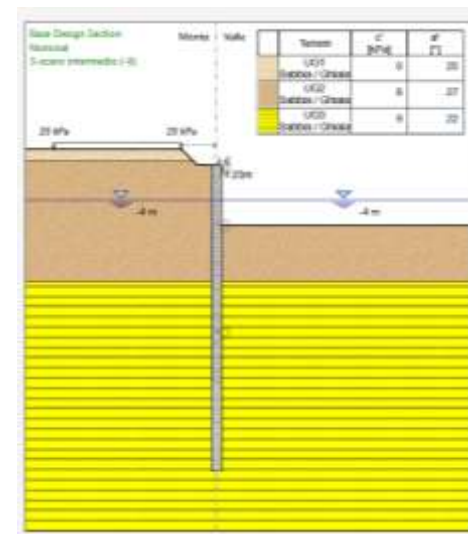
Fase 0 – geostatico



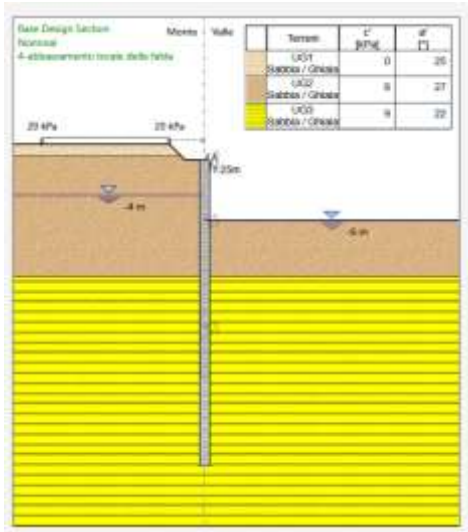
Fase 1 – precasto e cordolo



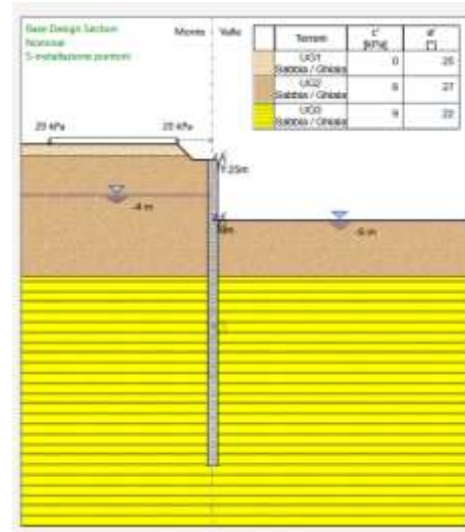
Fase 2 – scavo e 1° livello puntoni



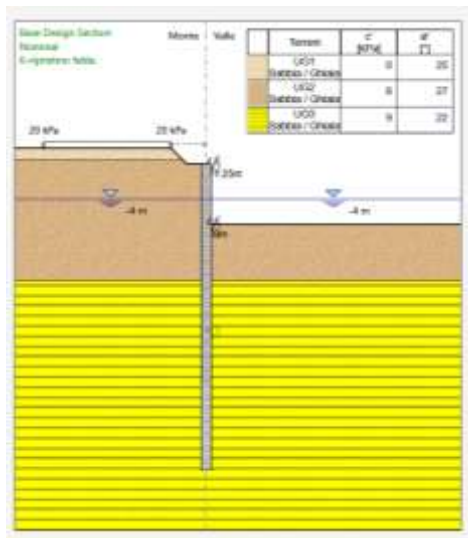
Fase 3 – scavo intermedio (-6m)



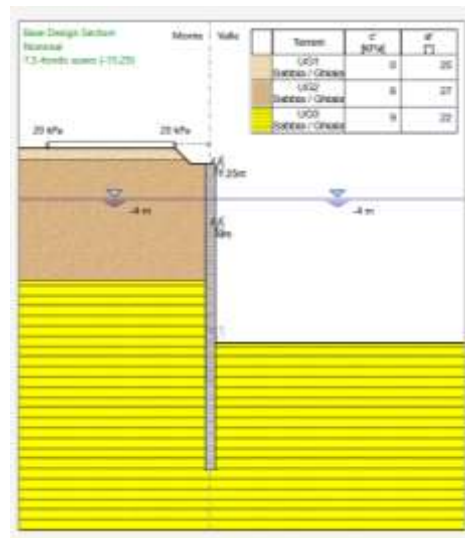
Fase 4 – abbassamento locale falda



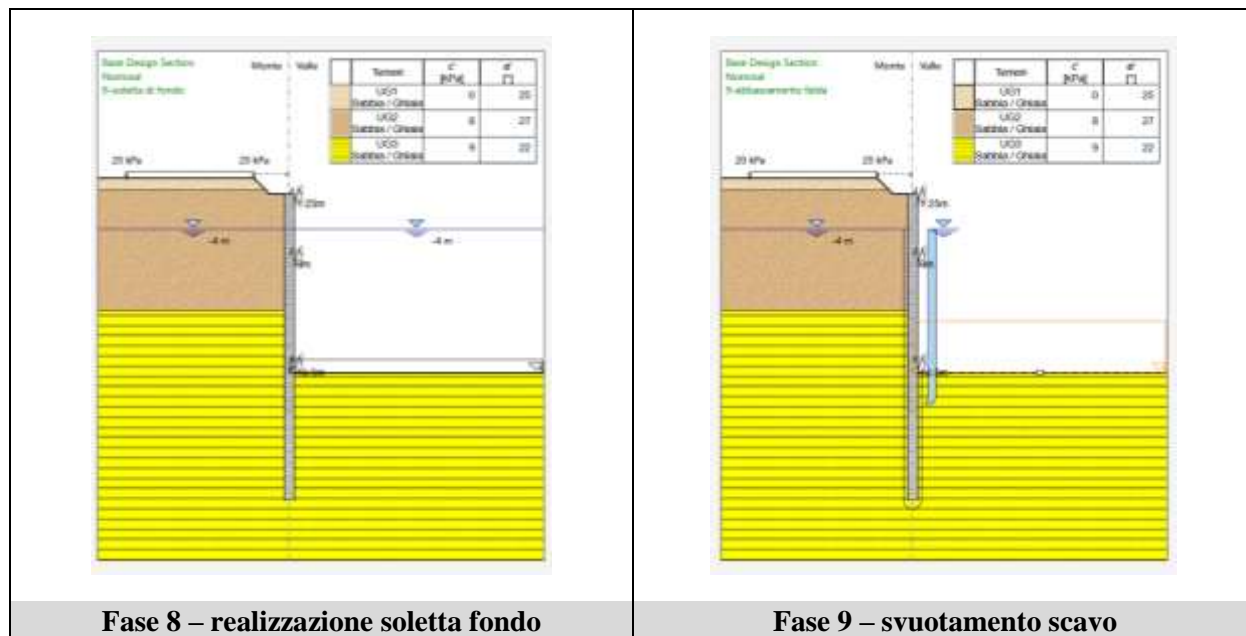
Fase 5 – installazione 2° livello puntoni



Fase 6 – ripristino falda



Fase 7 – fondo scavo



Le proprietà geometriche ed inerziali della paratia sono state desunte direttamente dalla libreria del software e sono sintetizzate nell'immagine seguente.

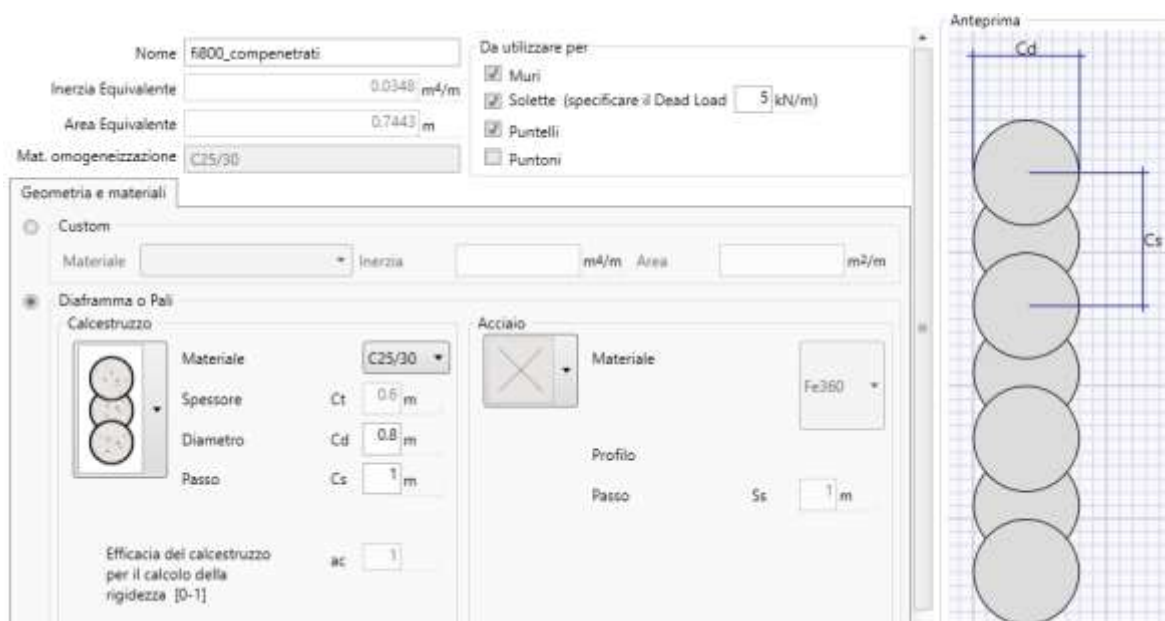


Figura 10-8 - caratteristiche geometriche della parete

10.7.1.2 Calcolo rigidità dei sistemi di puntonamento

Il modello sviluppato con Paratie Plus prevede una paratia con un ordine di puntoni in testa ed uno a -6.00 m dalla sommità. Al fine di avere libera l'area dello scavo si ricorre a puntoni inclinati. Per la taratura delle molle sono stati considerati tre modelli a telaio così composti:

- *Modello 1*: cordolo sommitale in c.a. 120×80 cm. Tale modello è impiegato per tarare la molla introdotta nella fase 1 in Paratie Plus.
- *Modello 2*: cordolo sommitale in c.a. 120×80 cm con puntoni interni in acciaio a sezione circolare 508×16 mm. Tale modello è impiegato per aggiornare il valore di rigidità della molla nella fase 2 in Paratie Plus.
- *Modello 3*: irrigidimento intermedio a -6 m dalla testa della paratia realizzato con doppia trave perimetrale HEM650 e puntoni interni in acciaio a sezione circolare 610×25 mm. Tale modello è impiegato per tarare la molla introdotta nella fase 5 in Paratie Plus.

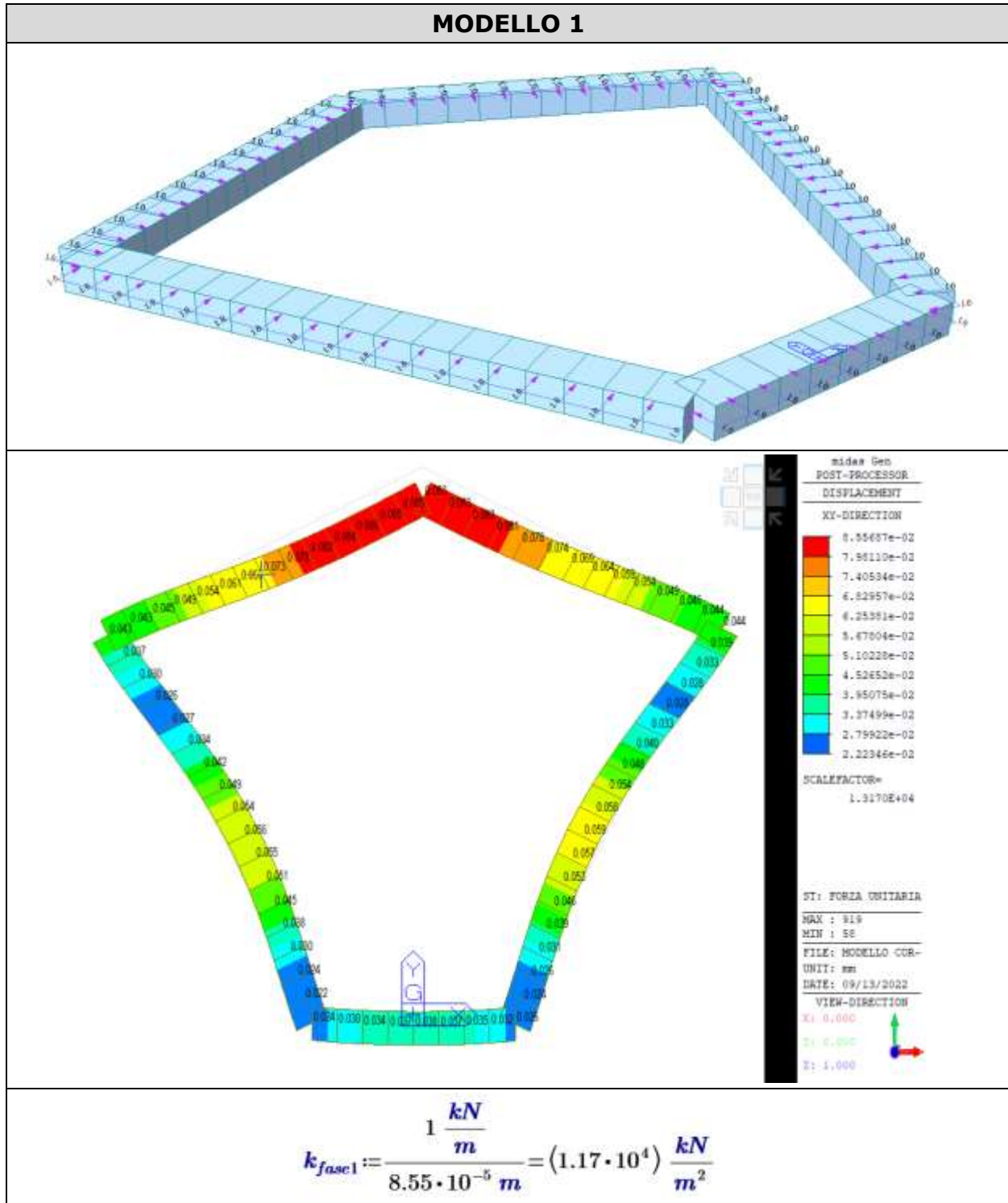
Applicando ai 3 modelli un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale massimo subito dal sistema: invertendo tale valore è stato ricavato il valore di rigidità equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

Per la platea di fondo, attiva a partire dalla fase 8 in Paratie Plus, si assume:

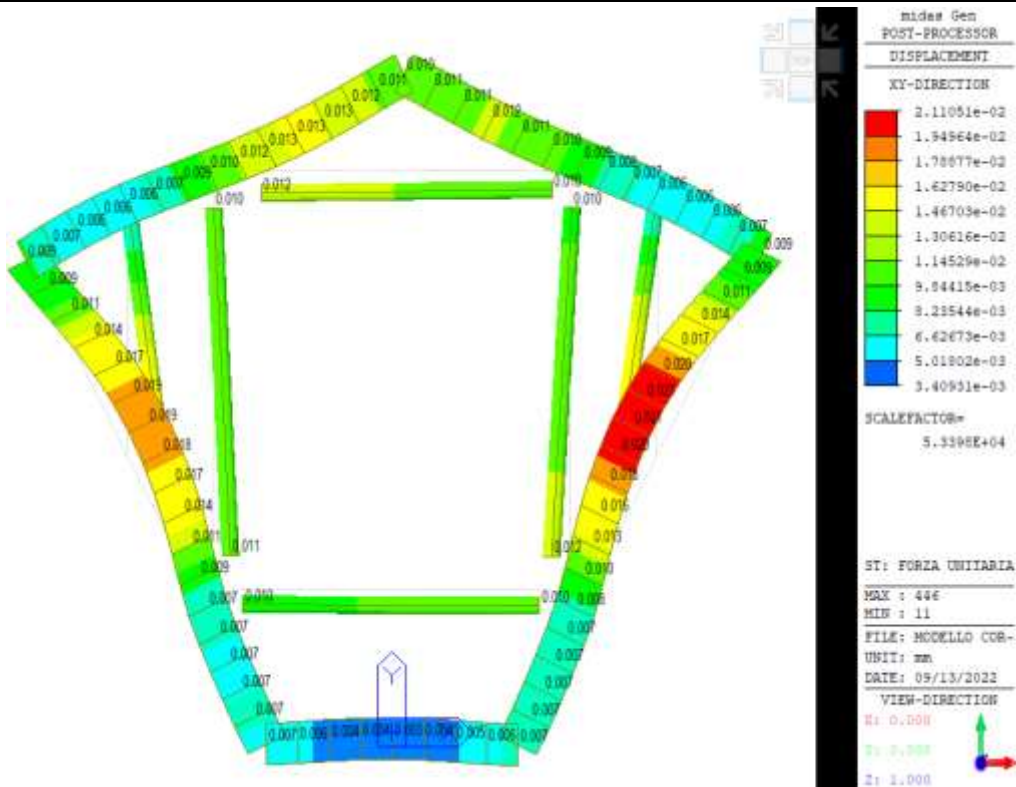
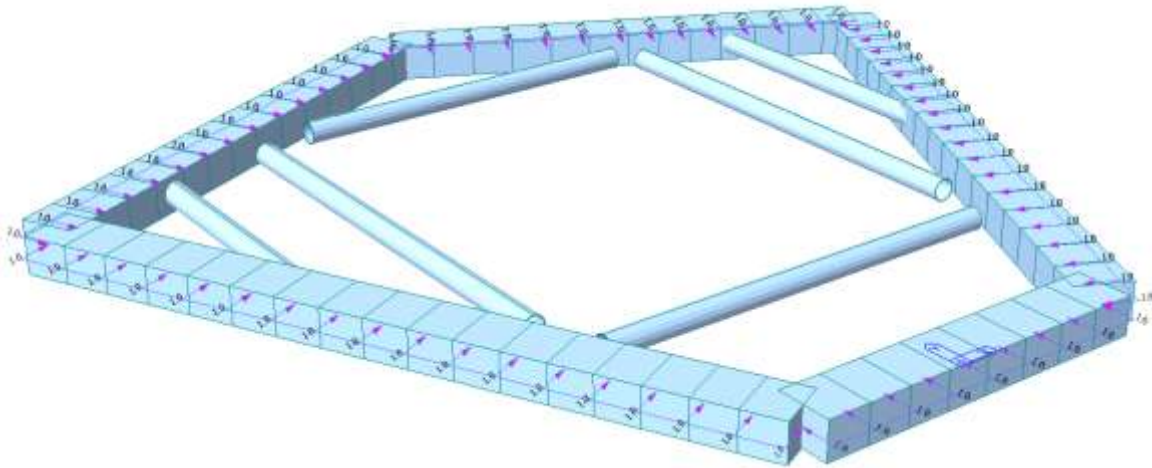
$$K_{\text{soletta}} = EA/(0.5 \cdot L_{\text{max}}) = 4500000 \text{ kPa}$$

con $A = 1.5\text{m}$, $E = 30000 \text{ MPa}$ e $L_{\text{max}} = 20\text{m}$.

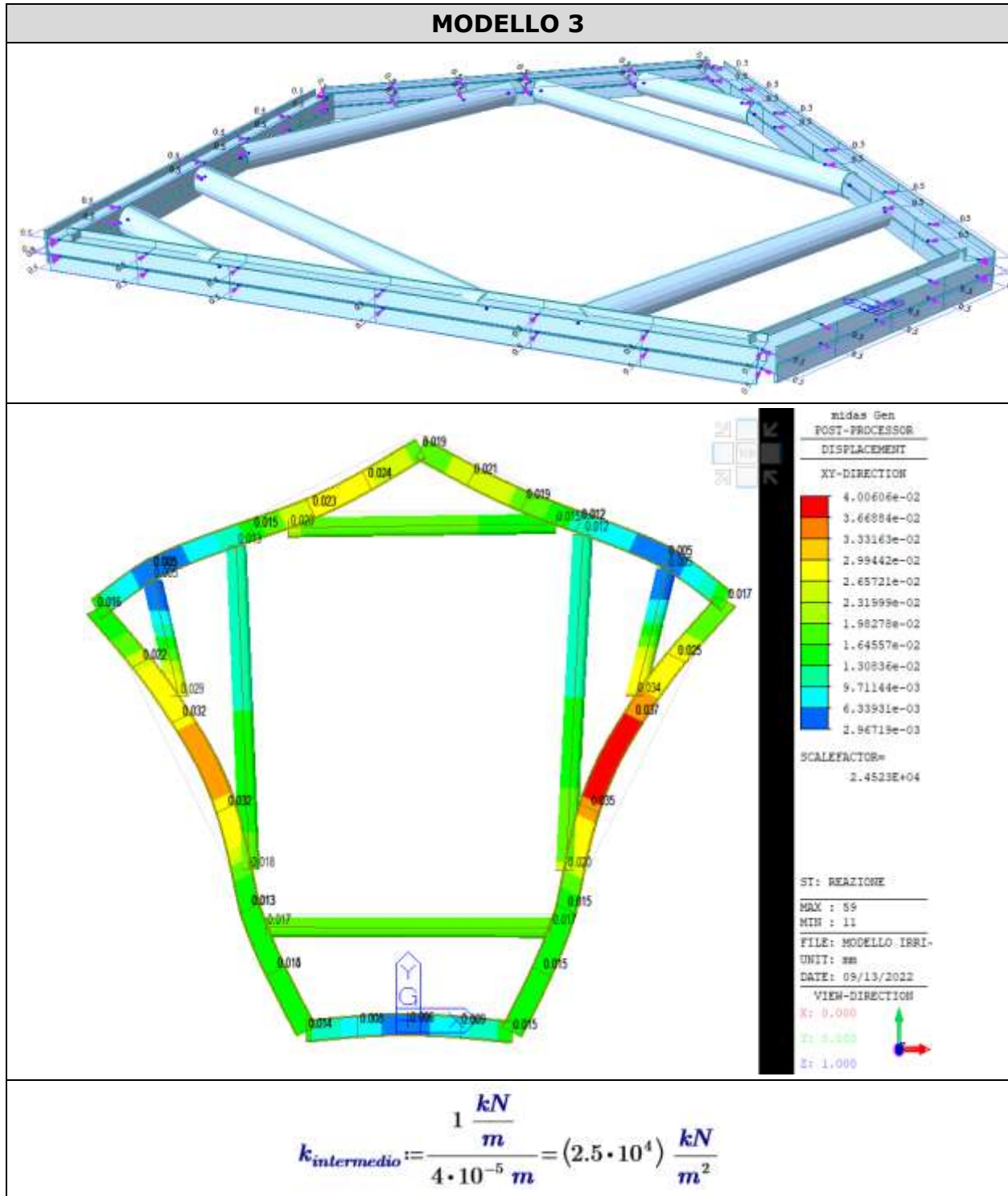
Negli schemi seguenti sono sintetizzati i principali risultati ottenuti.



MODELLO 2



$$k_{fase2} := \frac{1 \frac{kN}{m}}{2.11 \cdot 10^{-5} m} = (4.739 \cdot 10^4) \frac{kN}{m^2}$$



10.8 Risultati – Sezione A-A

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per i modelli implementati, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi. I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità. Ai paragrafi successivi è riportato il dimensionamento degli elementi strutturali principali.

10.8.1. Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell'analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1). Il momento flettente ed il taglio massimo risultano pari a:

$$M_{\max} = 1712.1 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$T_{\max} = 607.7 \text{ kN/m}$$

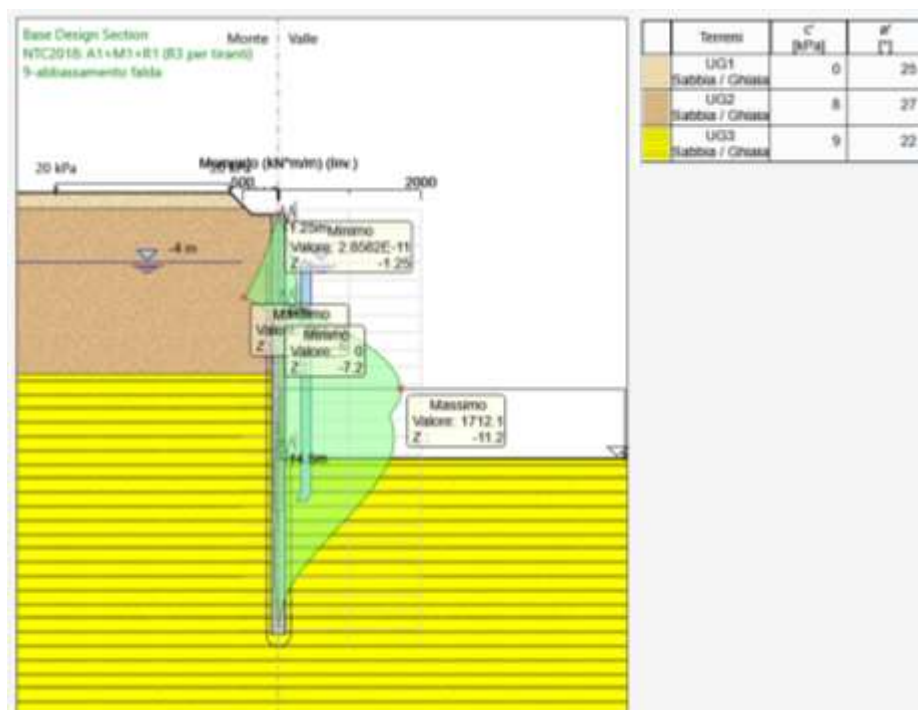


Figura 10-9 – Involuppo del diagramma del momento flettente [kNm/m]

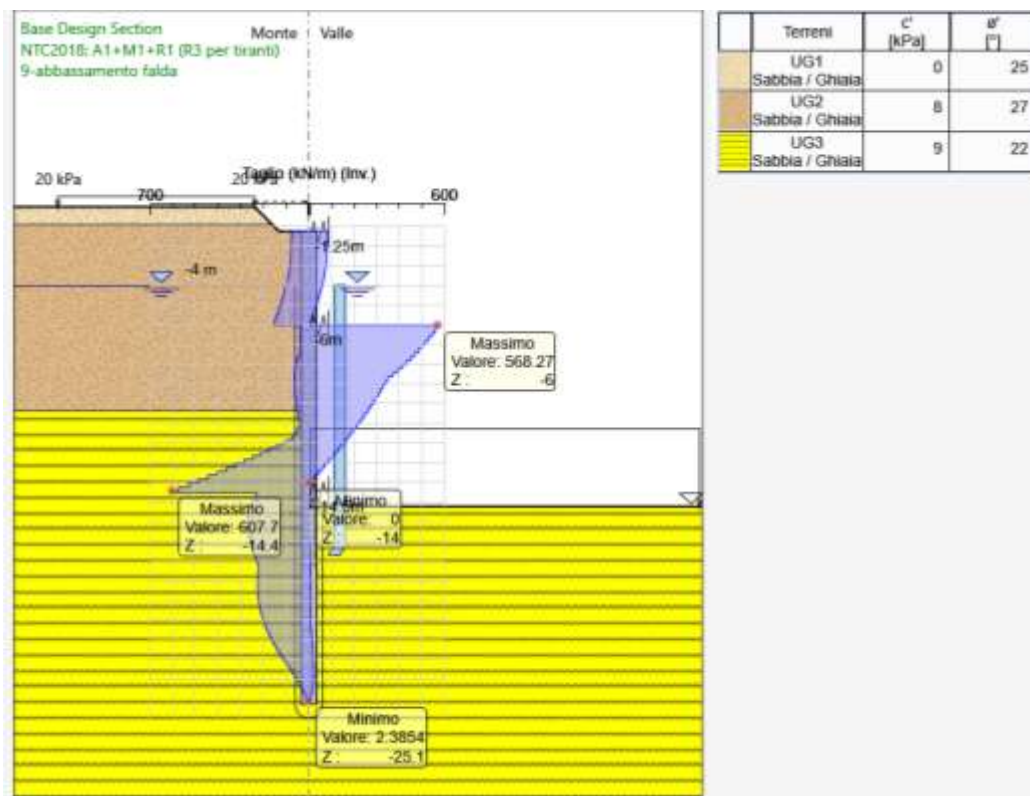


Figura 10-10 – Involuppo del diagramma del taglio [kN/m]

10.8.2. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante risultano compatibili con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza dei manufatti adiacenti.

Allo SLE risulta infatti uno spostamento orizzontale di circa 4.20 cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 7.00$ cm, pertanto, la verifica nei confronti di deformabilità si ritiene soddisfatta.

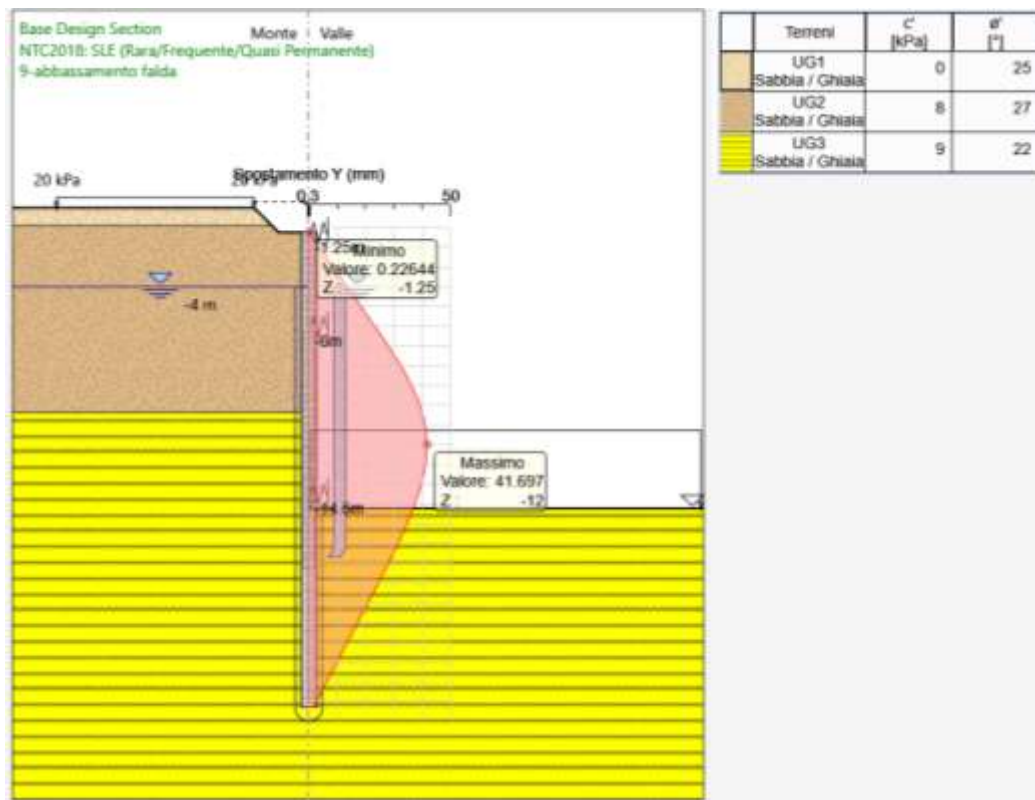


Figura 10-11 – Diagramma spostamenti allo SLE

10.8.3. *Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici e calcolo della soletta di fondo*

10.8.2.1 Sollevamento (UPL)

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

$V_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione instabilizzante

$G_{inst,d}$	valore di progetto dell'azione permanente instabilizzante
$Q_{inst,d}$	valore di progetto dell'azione variabile instabilizzante
$G_{stb,d}$	valore di progetto dell'azione permanente stabilizzante
R_d	valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018. I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{qs}

Le azioni che intervengono nello stato limite idraulico sono:

- Sottospinta dell'acqua (*instabilizzante*): $V_{inst} = p_w \cdot A_{platea}$
- Peso della fondazione (*stabilizzante*): $G_{stab_sol} = \gamma_{cls} \cdot A_{platea} \cdot H_{fond}$
- Peso proprio pali (*stabilizzante*): $G_{stab_pali} = n_p \cdot \gamma_{cls} \cdot L_{palo} \cdot A_{palo}$
- Resistenza laterale dovuta dall'attrito tra il palo e il terreno (*stabilizzante*, di seguito descritta dettagliatamente)

con:

- $p_w = \gamma_w \cdot h_w$
- h_w battente idraulico
- A_{platea} area della platea di fondo
- H_{fond} spessore della platea di fondo
- n_p numero di pali

- γ_{cls} peso specifico del cls
- γ_w peso specifico dell'acqua

Per garantire l'efficacia dello sviluppo di tali azioni e la connessione tra il palo e la soletta, è necessario preventivamente verificare gli spinotti dal punto di vista strutturale.

Per compensare la spinta idrostatica, che in fase provvisoria è superiore al peso di fondazione, si ricorre a barre filettate "tipo Dywidag" al fine di resistere a taglio. Lo sviluppo planimetrico delle opere provvisionali è di circa 61 m e si prevedono 2 spinotti in ciascun palo per meglio trasferire le tensioni dovute al galleggiamento, pari ad un numero totale di $n = 244$ barre. Il valore minimo di taglio affidato alle n barre vale:

$$Q_{barre} = 1.1 \cdot V_{inst} - 0.9 \cdot (G_{stab_sol} + G_{stad})$$

Mentre il taglio sulla singola barra:

$$V_{barra} = \frac{Q_{barre}}{n}$$

La resistenza totale di progetto per singolo spinotto si calcola nel seguente modo:

$$G_{stab_barr} = n \cdot V_{bd}$$

dove:

$$V_{bd} = \frac{A_{barra} f_y}{\gamma_R \gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Occorre inoltre verificare lo schiacciamento del calcestruzzo in prossimità della barra filettata. Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 30 cm, la superficie di contatto barra-cls è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm} \quad A_c = L_{anc} \cdot D_{barra}$$

La tensione nel cls vale:

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c}$$

La resistenza laterale è stata calcolata con riferimento all’ultima fase di scavo assumendo il criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Definita F_h la spinta al metro lineare, sulla parete, nella fase finale di scavo (ricavata dal software Paratie Plus come illustrato in figura), l’azione resistente risulta pari a:

$$R_{lat} = [F_h \cdot \tan(\varphi_d)] \cdot P_{camera}$$

Con:

- P_{camera} perimetro della camera delimitata dai pali;
- φ_d media pesata sugli strati dell’angolo di resistenza a taglio di design.

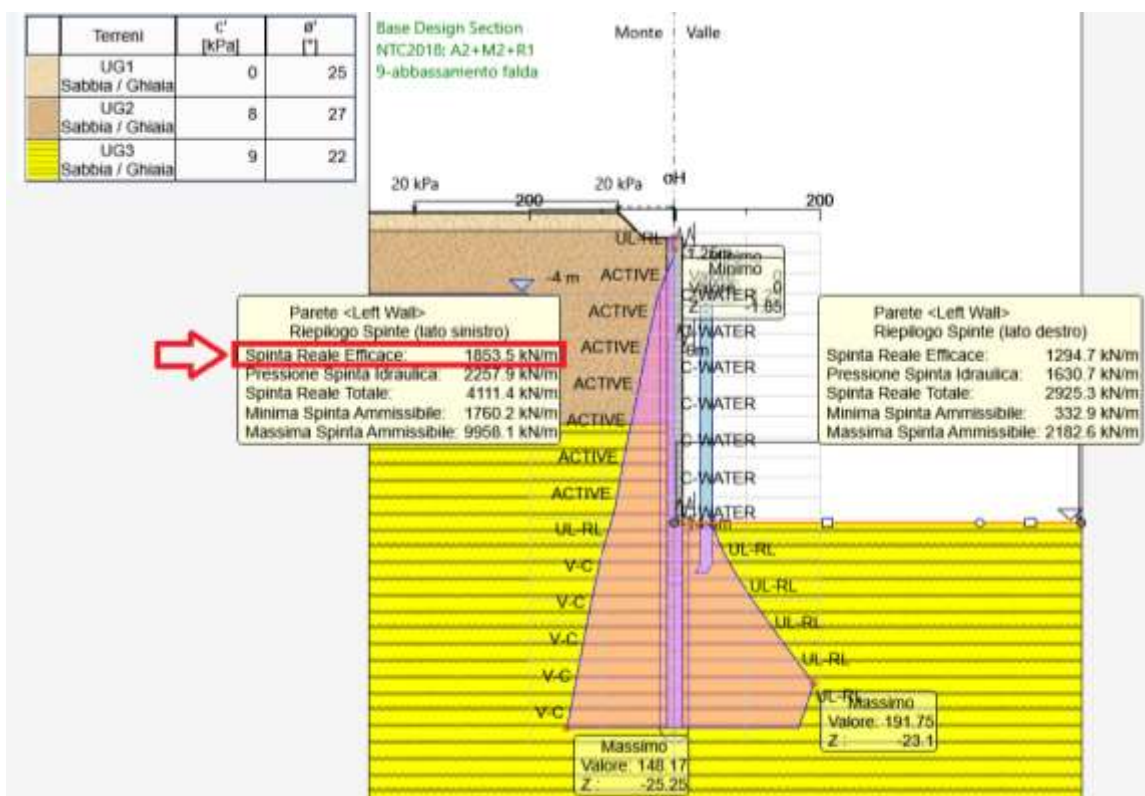


Figura 10-12 –Sforzi efficaci orizzontali (σ'_h) e riepilogo spinte. Fase 9 (finale)

La verifica di sollevamento risulta soddisfatta in quanto:

$$G_{stab,d} = 0.9 \cdot [G_{stab_sol} + G_{stab_pali} + R_{lat}] = 68.7 \text{ MN} > 31.1 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

Si osserva inoltre che la verifica al sollevamento è ugualmente soddisfatta ($G_{stab,d} = V_{inst,d}$) anche trascurando il contributo R_{lat} : la resistenza laterale dovuta dall'attrito palo-terreno garantisce un margine di sicurezza maggiore, nei confronti dello stato limite di sollevamento, rispetto alla richiesta di normativa.

$$G_{stab,d} = 0.9 \cdot [G_{stab_sol} + G_{stab_pali}] = 32.5 \text{ MN} \approx 31.1 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

Al termine del paragrafo è riportato il dettaglio del calcolo.

L'armatura della soletta di fondo, infine, è stata verificata considerando la soletta stessa semplicemente appoggiata ai pali perimetrali e soggetta a:

- Peso proprio
- Sottospinta idraulica sotto battente idraulico di 12 m.

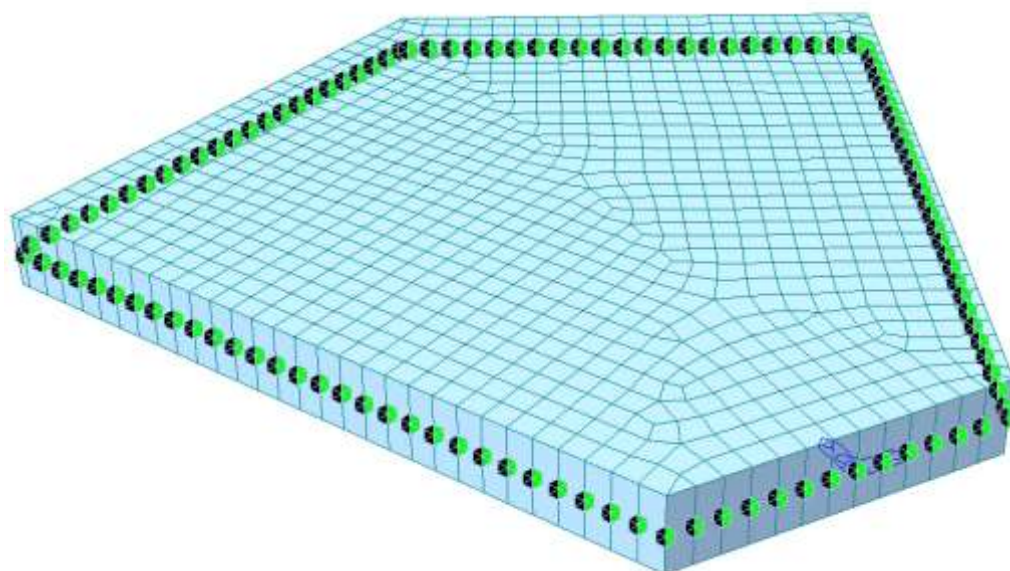
Si riporta di seguito il calcolo effettuato con l'ausilio del software Midas Gen. È stata considerata la seguente combinazione di carico SLU:

$$1.3G_1 + 1.5Q$$

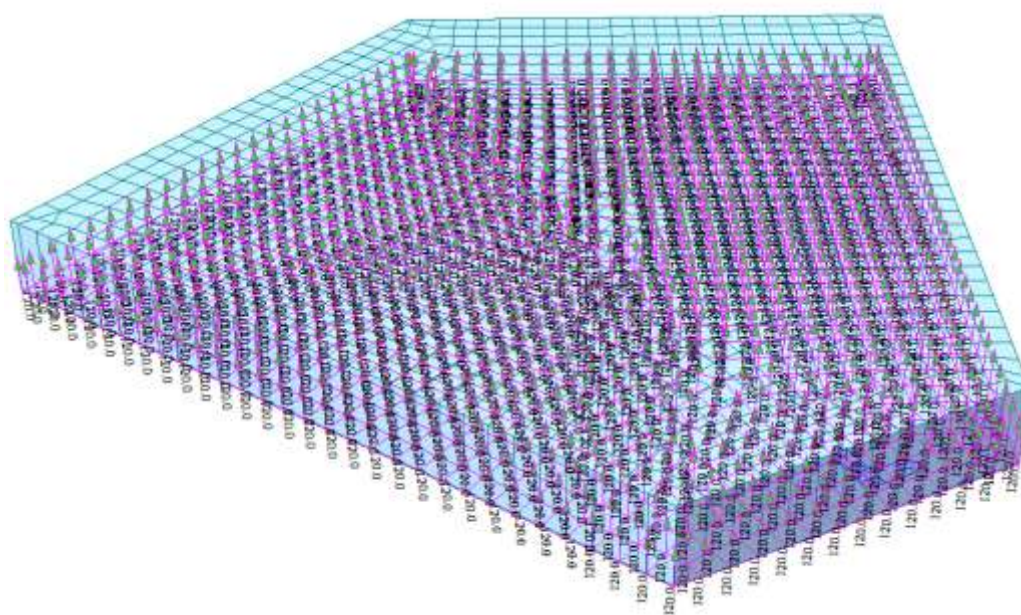
Le verifiche sono state condotte assumendo per la soletta:

- Calcestruzzo C32/40
- Spessore della soletta pari a 1.5 m
- Armatura $10\phi 24/m$ nelle due direzioni, superiormente ed inferiormente
- Copriferro minimo 5 cm

Le verifiche risultano soddisfatte.

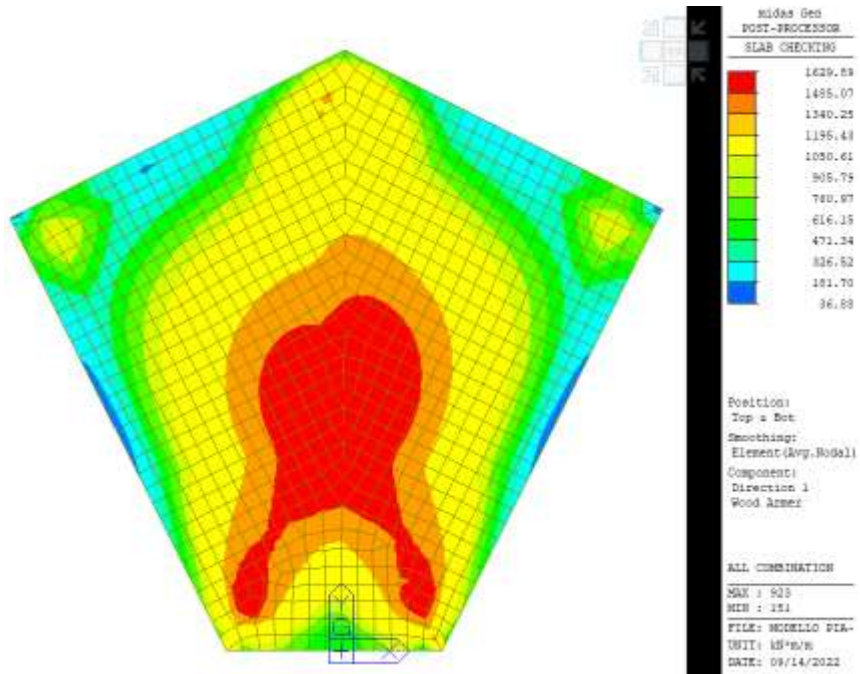


(a)

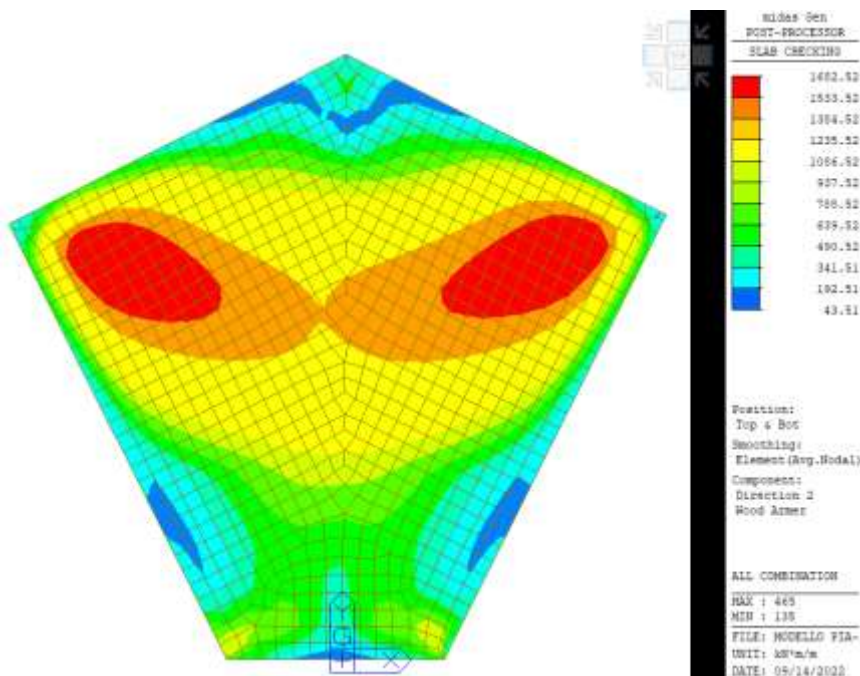


(b)

Figura 10-13 – Modello FEM della piastra di fondo, in evidenza i vincoli di appoggio ai pali (a); applicazione del carico dovuto alla sottospinta idraulica (b)

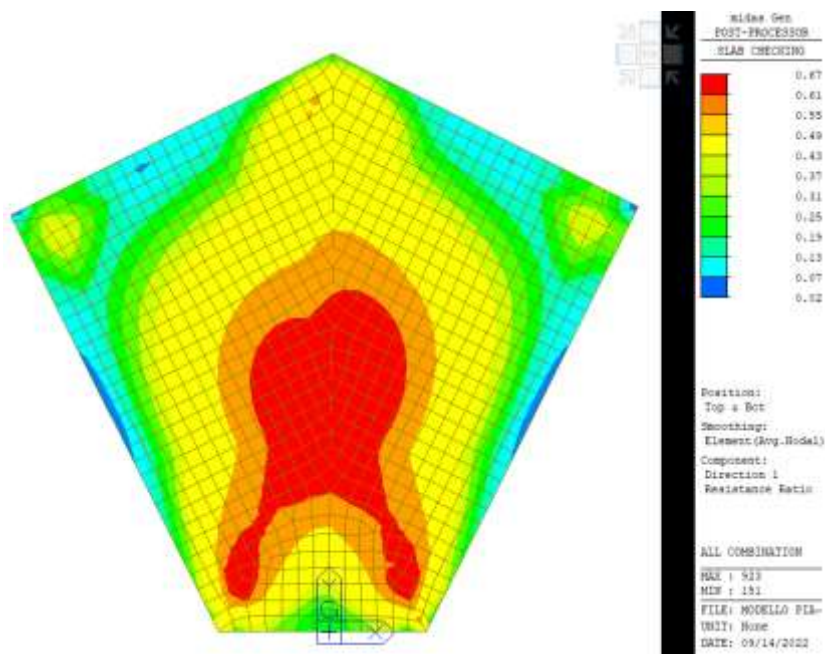


(a)

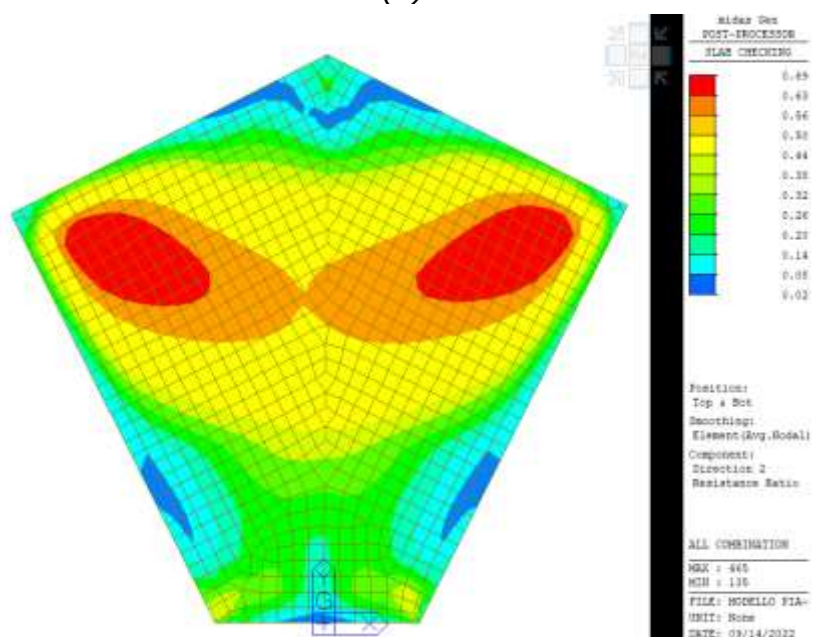


(b)

Figura 10-14 – Wood Armer Moment in direzione 1 (a) e 2 (b)



(a)



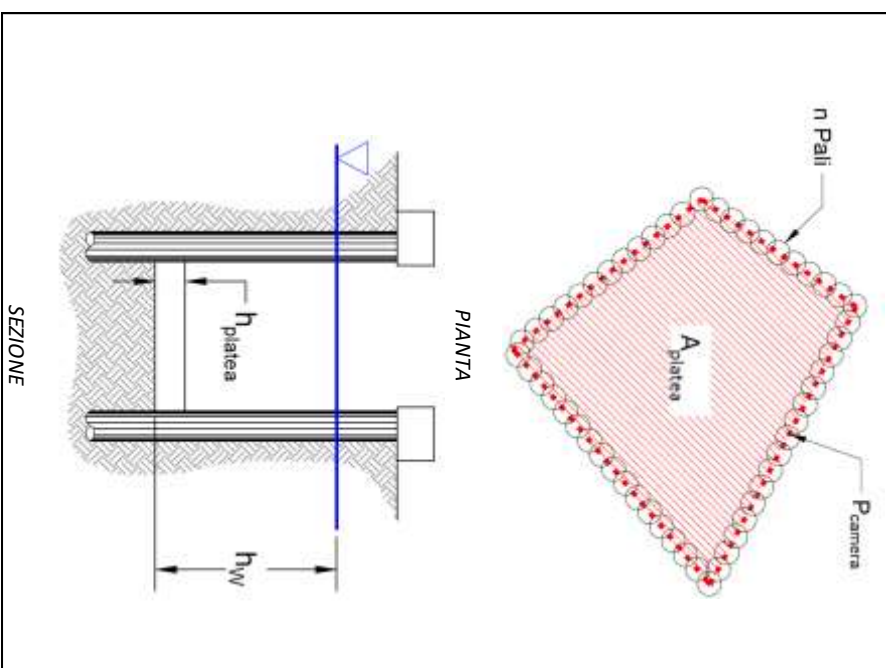
(b)

Figura 10-15 – Coefficienti di sicurezza a flessione in direzione 1 (a) e 2 (b). La verifica è soddisfatta se $FS \leq 1$.

manufatto M4
VERIFICA DEGLI S. L. IDRAULICI E CALCOLO DELLA SOLETTA DI FONDO
 14/09/2022 11:04

PAG 1/3

DATI:	
perimetro della camera (asse pali)	$P_{camera} = 61.00$ [m]
area della platea di fondo	$A_{platea} = 235.50$ [m ²]
spessore della platea di fondo	$h_{platea} = 1.50$ [m]
diametro dei pali	$\phi = 0.80$ [m]
lunghezza dei pali	$L = 24.00$ [m]
interasse pali	$i = 0.50$ [m]
classe calcestruzzo pali	C25/30
battente idraulico	$h_w = 12.00$ [m]
peso specifico acqua	$\gamma_w = 10.00$ [kN/m ³]
peso specifico cls	$\gamma_{cls} = 25.00$ [kN/m ³]
pali connessi con spinotti alla soletta	tutti
numero di spinotti per palo	$n_{sp} = 2.00$ [-]
lunghezza ancoraggio spinotto nel palo	$L_{anc} = 0.30$ [m]
diametro barre spinotto	$\phi_{spin} = 40.00$ [mm]
tensione di snervamento dello spinotto	$f_y = 950.00$ [MPa]
trascurare contributo attrito palo-terreno verifiche UPL	no
spinta sulla parete nella combinazione finale (*)	$F_h = 1853.50$ [kN/m]
angolo di attrito terreno (valore caratteristico)	$\phi_{terr,k} = 24.00$ [°]
numero pali	$n = 122$ [-]
area del palo	$A = 0.50$ [m ²]
area totale pali compenetrati (**)	$n \cdot A \cdot \beta = 45.40$ [m ²]
numero totale di spinotti adottati	$n_{spinot} = 244$ [-]
area singolo spinotto	$A_{spin} = 1256.64$ [mm ²]
pressione all'interfaccia della soletta	$P_w = 120.00$ [kPa]



(*) il valore della spinta deriva dall'ultima fase di scavo in combinazione A2+M2; (**) per il calcolo di β vedere box pag. 2/3 "analisi della sezione compenetrata".

VERIFICA DEGLI S.L. IDRAULICI E CALCOLO DELLA SOLETTA DI FONDO

14/09/2022 11:04

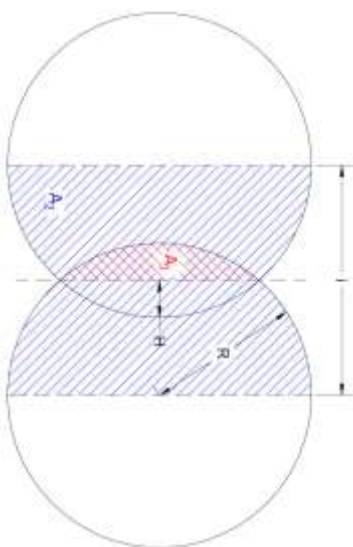
PAG 2/3

manufatto M4

VERIFICA CONNESSIONE SPINOTTO-SOLETTA

Sottospinta idraulica	$V_{inst} = 28260.00$ [kN]
Peso Proprio della soletta	$G_{stab,sol} = 8831.25$ [kN]
Azione compensata con spinotti ($1.1V_{inst} - 0.9G_{stab,sol}$)	$Q_{spin} = 23137.88$ [kN]
Azione sul singolo spinotto ($Q_{spin}/n_{sp, tot}$)	$V_{spin} = 94.83$ [kN]
resistenza di progetto a compressione del cls	$f_{cd} = 14.17$ [MPa]
area di contatto spinotto-cls ($L_{anc} \cdot \phi_{spin}$)	$A_c = 0.012$ [m ²]
tensione di schiacciamento cls (V_{spin}/A_c)	$\sigma_c = 7.90$ [MPa]
verifica schiacciamento cls ($\sigma_c \leq f_{cd}$):	soddisfatta
coefficiente parziale acciaio verifiche resistenze	$\gamma_{w0} = 1.05$ [-]
coefficiente parziale acciaio tiranti provvisori	$\gamma_R = 1.10$ [-]
resistenza a taglio di progetto singolo spinotto	$V_{bdl} = 596.75$ [kN]
verifica a taglio della barra ($V_{spin} \leq V_{bdl}$):	soddisfatta

Analisi della sezione compenetrata	
altezza della corda	$H = 0.150$ [m]
area del segmento circolare	$A_1 = 0.065$ [m ²]
area del segmento circolare x2	$2A_1 = 0.130$ [m ²]
area di due semi-pali	$2 \cdot A/2 = 0.503$ [m ²]
area compenetrata	$A_2 = 2 \cdot A/2 - 2 \cdot A_1 = 0.372$ [m ²]
rapporto di compenetrazione	$\beta = A_2 / (2 \cdot A/2) = 74.04\%$ [-]


CALCOLO DELLA RESISTENZA LATERALE PALO-TERRENO

coefficiente di calcolo M2	$\gamma_{\phi, M2} = 1.25$ [-]
angolo di attrito del terreno (valore di design)	$\phi_{terr,d} = 19.61$ [°]
resistenza laterale (al metro lineare)	$f_{lat} = 660.19$ [kN/m]
perimetro	$P_{camera} = 61$ [m]
resistenza laterale totale	$R_{lat} = 40271.29$ [kN]

manufatto M4

VERIFICA DEGLI S.L. IDRAULICI E CALCOLO DELLA SOLETTA DI FONDO

14/09/2022 11:04

PAG 3/3

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (UPL)

Peso Proprio dei Pali (STABILIZZANTE)	$G_{stab,pali} = 27242.63$ [kN]
Peso Proprio della soletta (STABILIZZANTE)	$G_{stab,soi} = 8831.25$ [kN]
Resistenza laterale palo-terreno (STABILIZZANTE)	$R_{lat} = 40271.29$ [kN]
Sottospinta idraulica (INSTABILIZZANTE)	$V_{nst} = 28260.00$ [kN]
coefficiente parziale carichi G1 (Favorevoli)	$Y_{G1, fav} = 0.90$ [-]
coefficiente parziale carichi G1 (Sfavorevoli)	$Y_{G1, sfav} = 1.10$ [-]
Azioni stabilizzanti	$G_{stab,d} = 68710.65$ [kN]
Azioni instabilizzanti	$V_{nst,d} = 31086.00$ [kN]
Verifica UPL ($G_{stab,d} \geq V_{nst,d}$)	soddisfatta

10.8.4. Verifiche degli elementi strutturali

10.8.4.1 Pali

Di seguito si riportano le verifiche allo SLU per le gabbie di armatura adottate nei pali:

- La gabbia 1 ha una lunghezza pari a 5m;
- la gabbia 2, con una lunghezza pari a 12m, è la parte più sollecitata del palo e presenta un'armatura con barre accoppiate;
- La gabbia 3 e ha una lunghezza pari a 7m

Le verifiche sono state condotte in Paratie Plus confrontando i momenti e tagli resistenti con le azioni sollecitanti. Come illustrato nelle immagini seguenti, **tutte le verifiche risultano soddisfatte** ($M_{ed} < M_{rd}$, $V_{ed} < V_{rd}$).

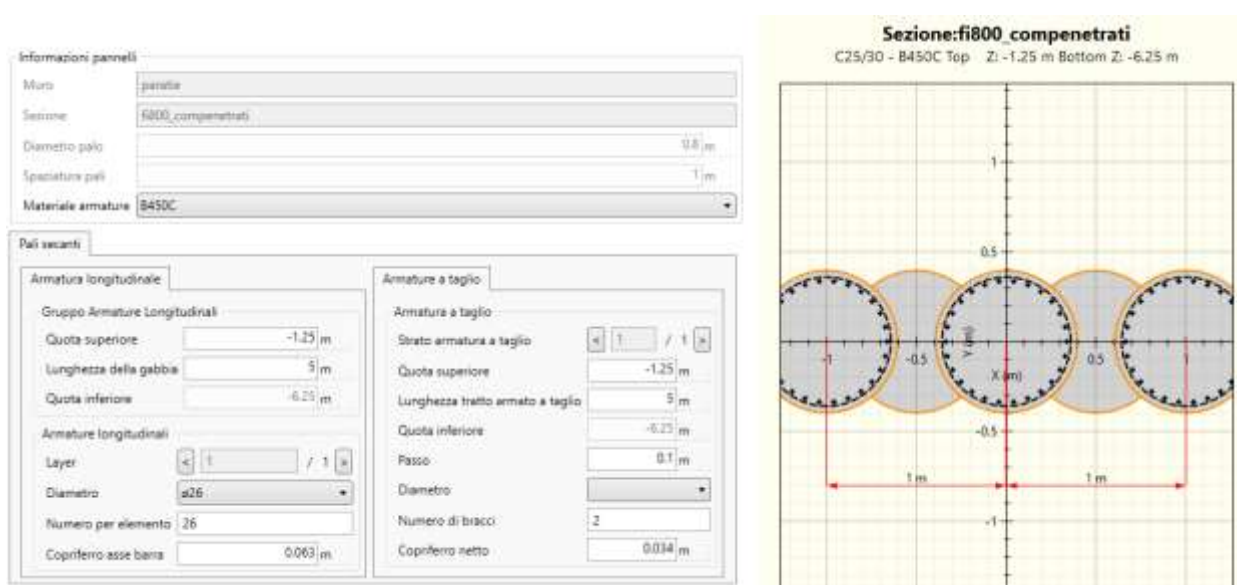


Figura 10-16 – Schemi di armature per la gabbia 1

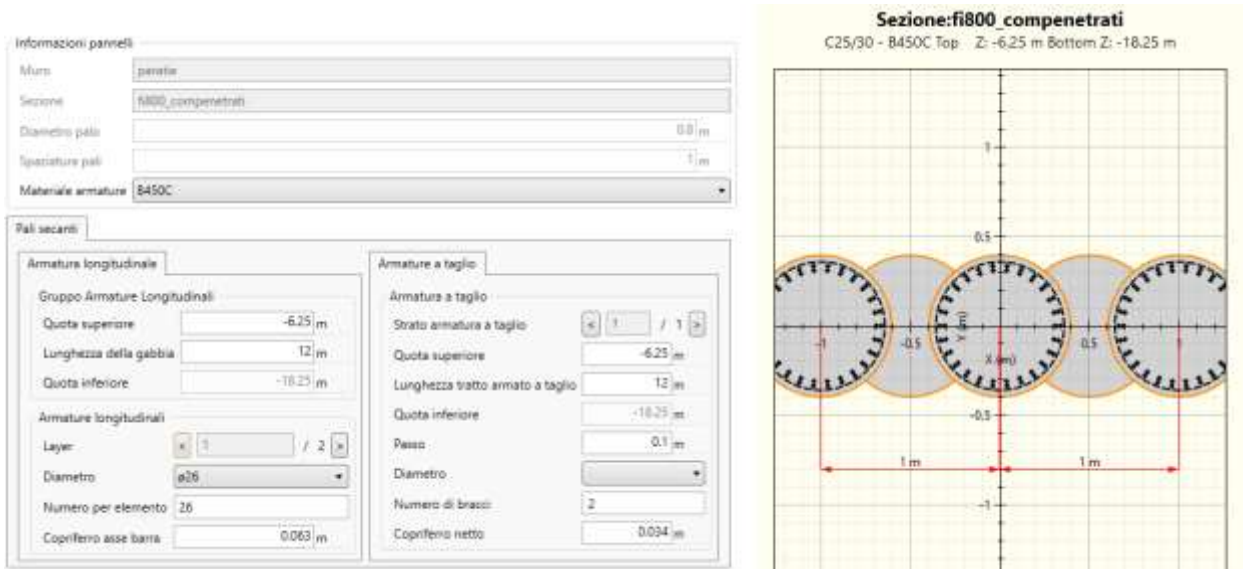


Figura 10-17 – Schemi di armature per la gabbia 2

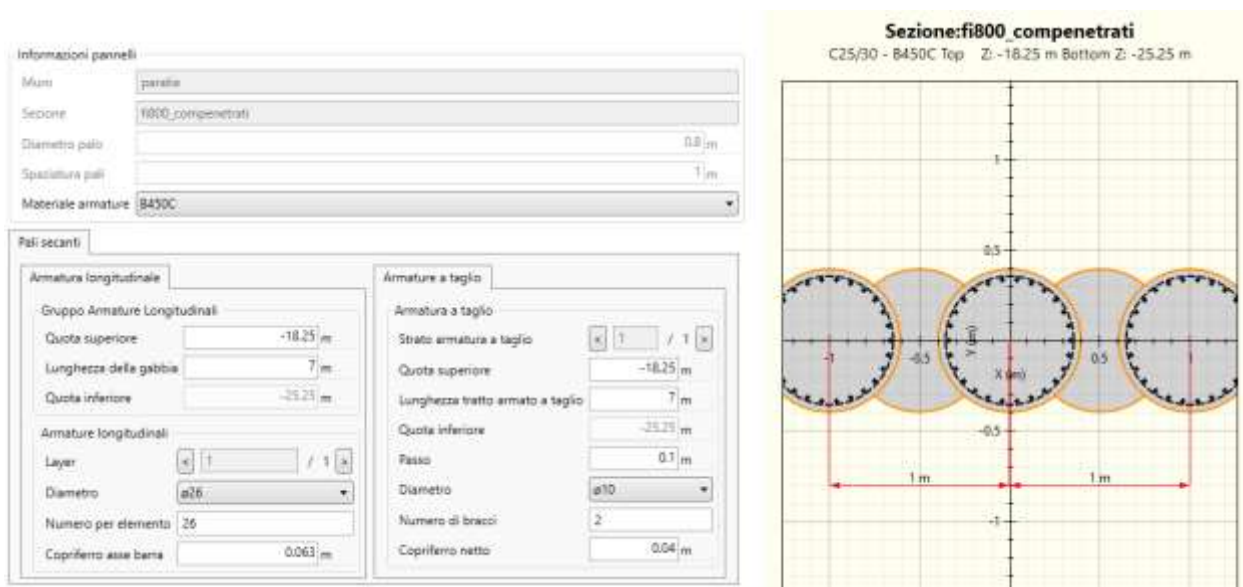


Figura 10-18 – Schemi di armature per la gabbia 3

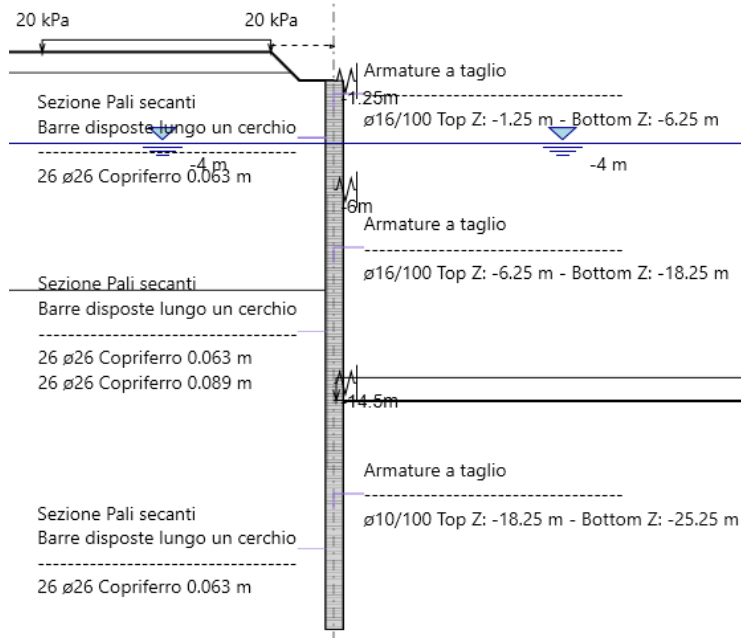


Figura 10-19 – Schema di armature dei pali

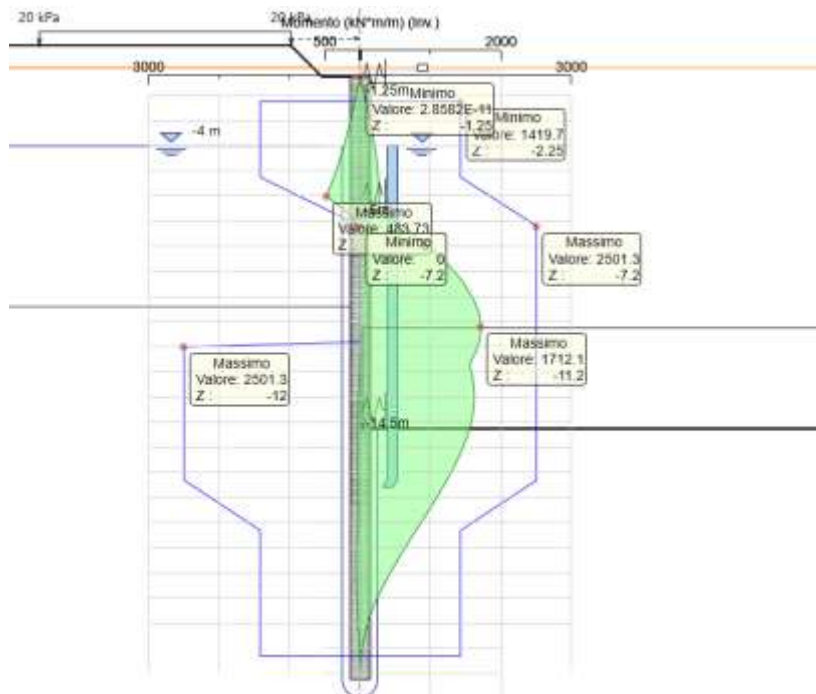


Figura 10-20 – involucro del mom. flettente allo SLU vs mom. resistente [kNm/m]

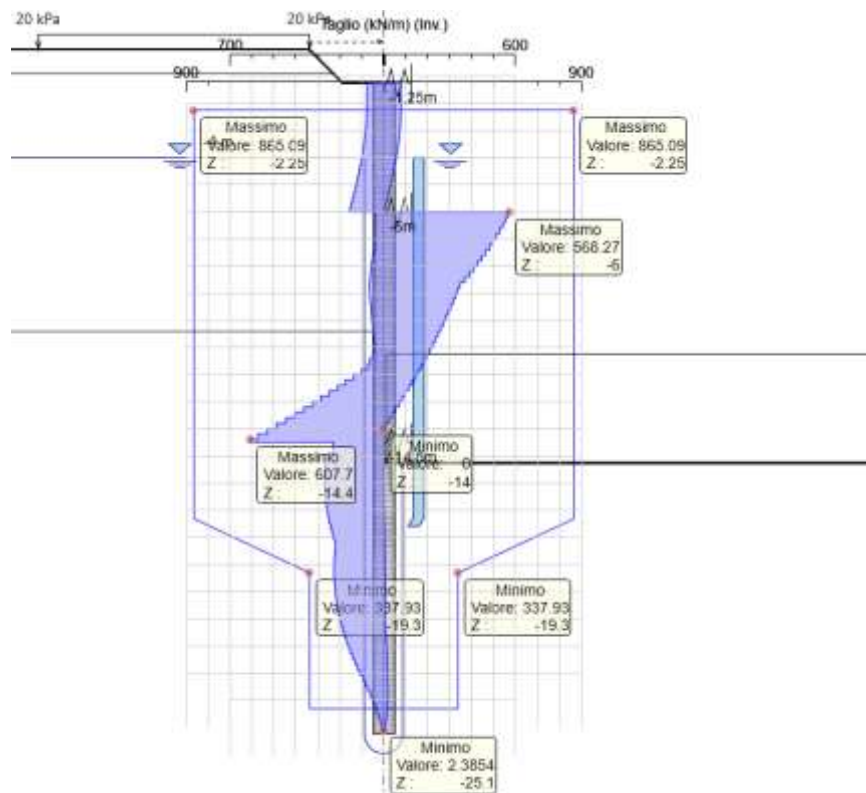


Figura 10-21 – involucro del taglio allo SLU vs taglio resistente [kN/m]

I pali interferenti con le attività di microtunneling sono armati con barre in vetroresina (VTR) al fine di facilitare l'attraversamento della macchina nella zona di scavo. Per tali sezioni si effettua la verifica della gabbia 2, più sollecitata, considerando la seguente armatura:

- Armature longitudinali: 30 $\phi 32$ + 30 $\phi 32$ (in VTR)
- Armature trasversali: staffe $\phi 16/10$ cm (in VTR)

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Nei calcoli si è assunto una barra in VTR di diametro equivalente all'area di due $\phi 32$ accoppiati ($A_{\phi 32} = 8.04 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi_{eq} = 2[(2A_{\phi 32}/\pi)^{0.5}] = 4.53 \text{ cm}$) disposti a 8.2cm dal bordo della sezione:

$$M_{ed} = 1712 \frac{kNm}{m} \cdot 1m = 1712 kNm < 1720 kNm = M_{rd}$$

Titolo: palo 800 in VTR_(30+30) f32

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 40 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 30
- Diametro barre: 4.53 [cm]
- Coprifero (baric.): 8.2 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Materiali

VTR	C25/30
ε _{su} : 67.5 ‰	ε _{c2} : 2 ‰
f _{yd} : 446.1 N/mm ²	ε _{cu} : 3.5 ‰
E _s : 46,000 N/mm ²	f _{cd} : 14.17
E _s /E _c : 15	f _{cc} /f _{cd} : 0.8
ε _{syd} : 9.698 ‰	σ _{c,adm} : 9.75
σ _{s,adm} : 0 N/mm ²	τ _{co} : 0.6
	τ _{c1} : 1.829

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd}: 1,720 kN m

σ_c: -14.17 N/mm²
σ_s: 201.9 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 4.389 ‰
d: 71.8 cm
x: 31.85 x/d: 0.4436
δ: 0.9946

Figura 10-22 – Calcolo del momento resistente del palo φ800 armato con 30 φ32 + 30 φ32 in VTR

Per il calcolo dell’armatura a taglio si è fatto riferimento al metodo di Clarke & Birjandi (trattato anche nelle precedenti Norme Tecniche per le Costruzioni al 7.9.5.2.2) che riconduce la sezione circolare ad una “rettangolare equivalente”, con il quale è effettuata la verifica a taglio secondo i tradizionali metodi. Risultata:

$$V_{ed} = 608 \frac{kN}{m} \cdot 1m = 608 kN < 1268 kN = V_{rd}$$

Metodo di Clarke & Birjandi

r	500.00 mm	Raggio della sezione circolare.
r _s	450.00 mm	Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale. r _s = r - copr.
sin α	0.573 -	sin α = (2 r _s) / (π r).
α	0.610 rad	α = arcsin (sin α).
A _{tot}	785398 mm ²	Area totale della sezione circolare. A = π r ² .
A	662624 mm ²	Area della sezione rettangolare equivalente. A = r ² (π/2 + α + sin α cos α).

Parametri della sezione rettangolare equivalente

b	843 mm	Larghezza equivalente. b = A/d.
h	932 mm	Altezza equivalente. ^[*] h = A _{tot} /b
d	786 mm	Altezza utile equivalente. d = r (1 + sin α).

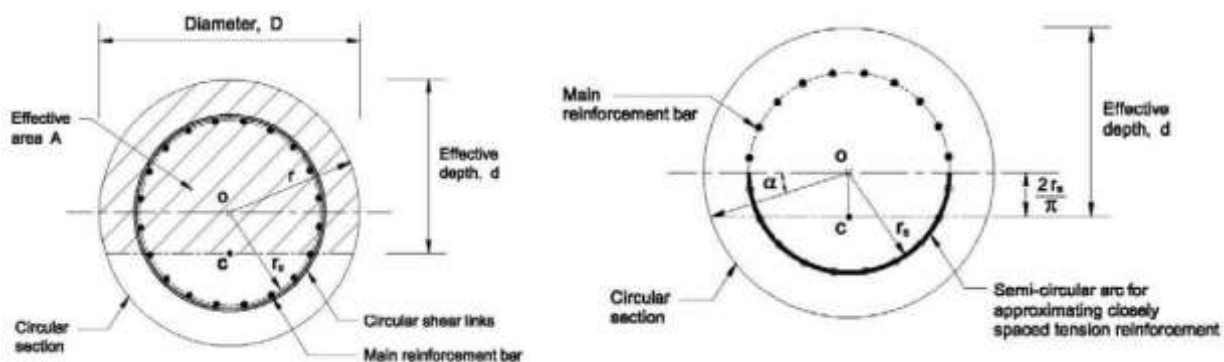


Figura 10-23 - sezione rettangolare equivalente con il metodo di Clarke-Birjandi

DATI SEZ. CIRCOLARE		
r	400	mm
Copriferro	50	mm
r _s	350	mm
α	0.5908	rad
A _{tot}	502655	mm ²
A	419877	mm ²

SEZ. RETTANGOLARE EQUIVALENTE		
b	674	mm
h	746	mm
d	623	mm

Figura 10-24 – risultati del metodo di Clarke-Birjandi

DATI SEZIONE RETTANGOLARE

GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	674 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	746 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	50 mm	fck	25 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	14 Mpa
		γ_c	1.5
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	32 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	30	fyk	513 Mpa
Diametro armatura compressa =	32 mm	fyd	446 Mpa
N° barre compresse =	30	γ_s	1.15

Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	16 mm	N_{Ed} =	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	100 mm	V=	608.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ_{Rd} =	1.00
Inclinazione staffe : α =	82 °	$V_{Ed} = V \cdot \gamma_{Rd} =$	608.00 kN
Inclinazione puntone : θ =	45 °		

Resistenza sezioni non armate a taglio	V_{Rd}	318.55 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		OCCORRE ARMATURA A TAGLIO
Resistenza sezioni armate a taglio		
Resistenza per rottura armatura a taglio	V_{Rsd}	1268.45 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
Resistenza per sezioni armate a taglio	V_{Rcd}	1705.42 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		SEZIONE VERIFICATA
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		1268.45 kN

10.8.4.2 Cordolo sommitale

Il sistema di puntonamento di testa è realizzato con un cordolo in cls di dimensioni 1200×800m e puntoni interni in tubolari d'acciaio 508×16 mm. La reazione delle molle, inserite nel software di calcolo Paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema al fine di effettuare le verifiche. Le reazioni massime e minime valgono:

- 65.3 kN/m in fase 7.1;
- -30.9 kN/m in fase 7.3.

In aggiunta è stato considerato il peso proprio. In totale sono state considerate 2 combinazioni di carico: C1, $1.3G_1+Q_{fase7.1}$ e C2, $1.3G_1+Q_{fase7.3}$.

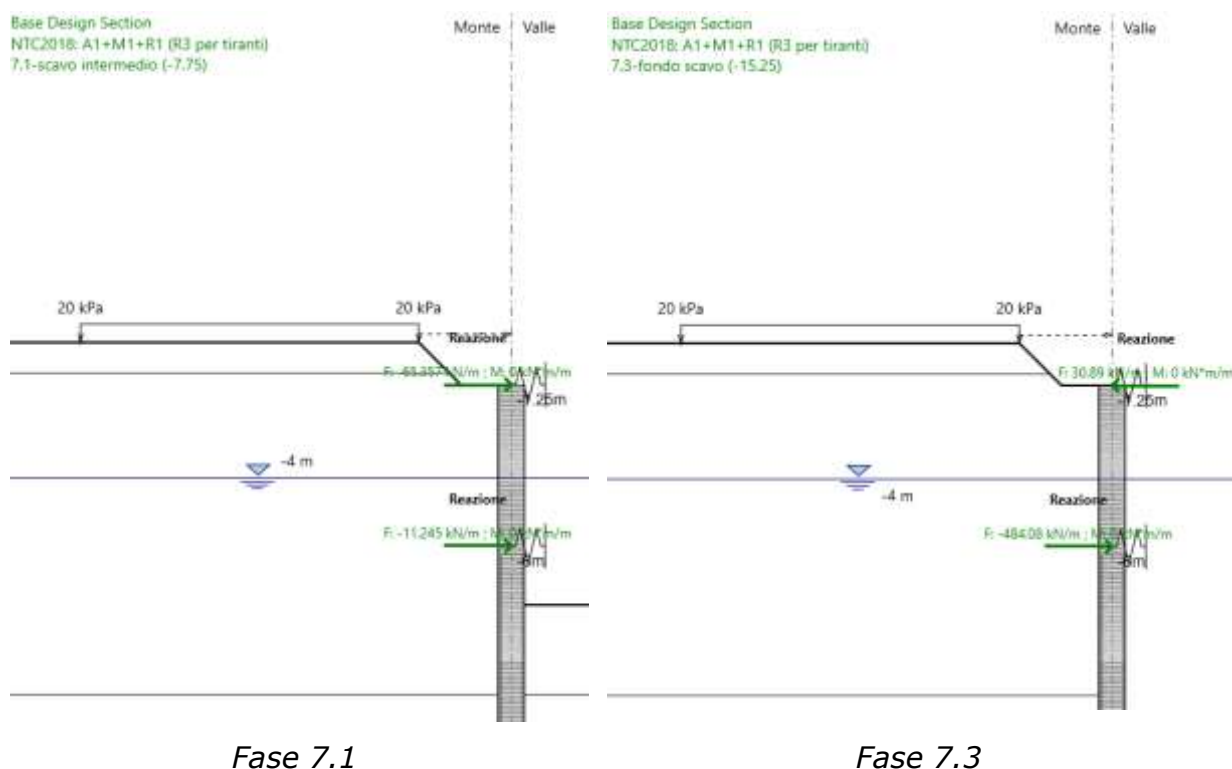


Figura 10-25 – Reazioni dimensionanti della molla sommitale (output di Paratie Plus)

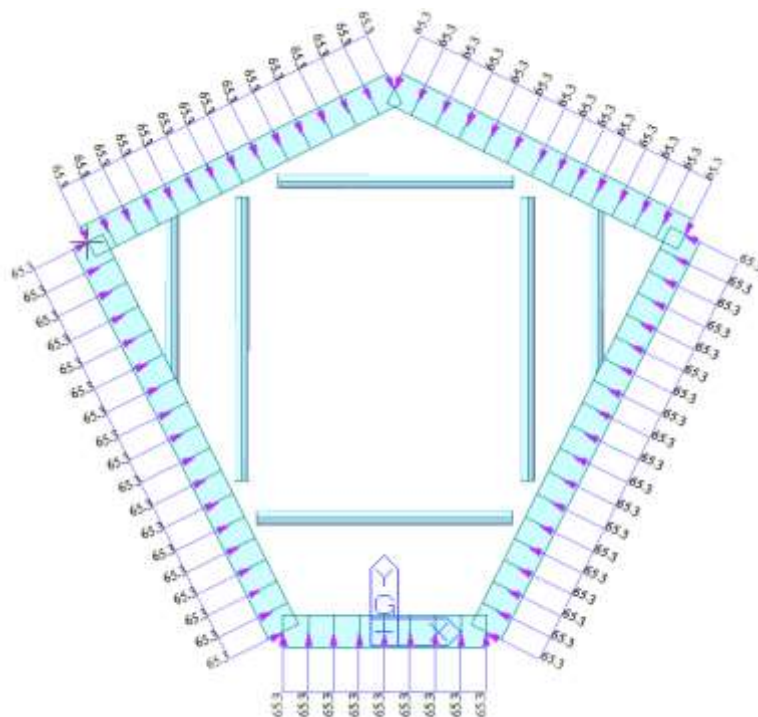


Figura 10-26 – applicazione del carico dovuto alla fase 7.1

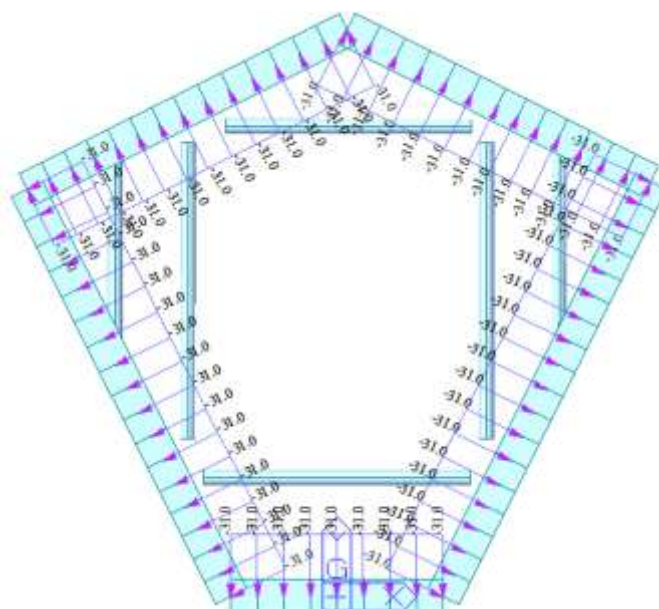


Figura 10-27 – applicazione del carico dovuto alla fase 7.3

Le sollecitazioni agenti nel piano sono le seguenti:

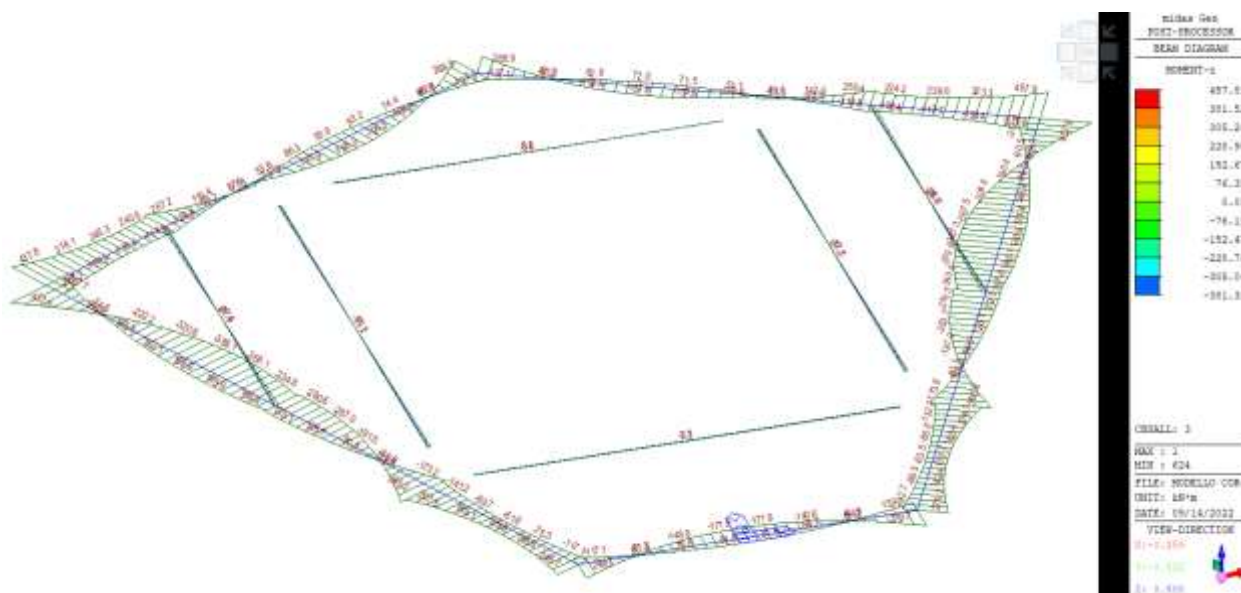


Figura 10-28 – Diagramma del momento flettente (involuppo fase 7.1 e 7.3)

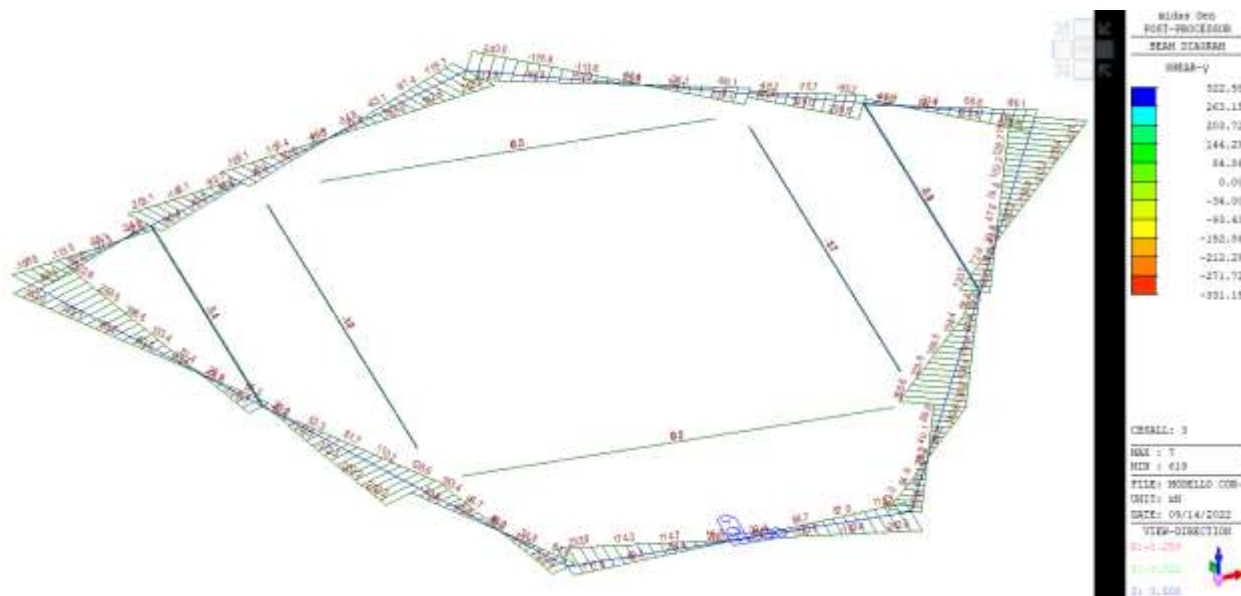


Figura 10-29 – Diagramma del taglio (involuppo fase 7.1 e 7.3)

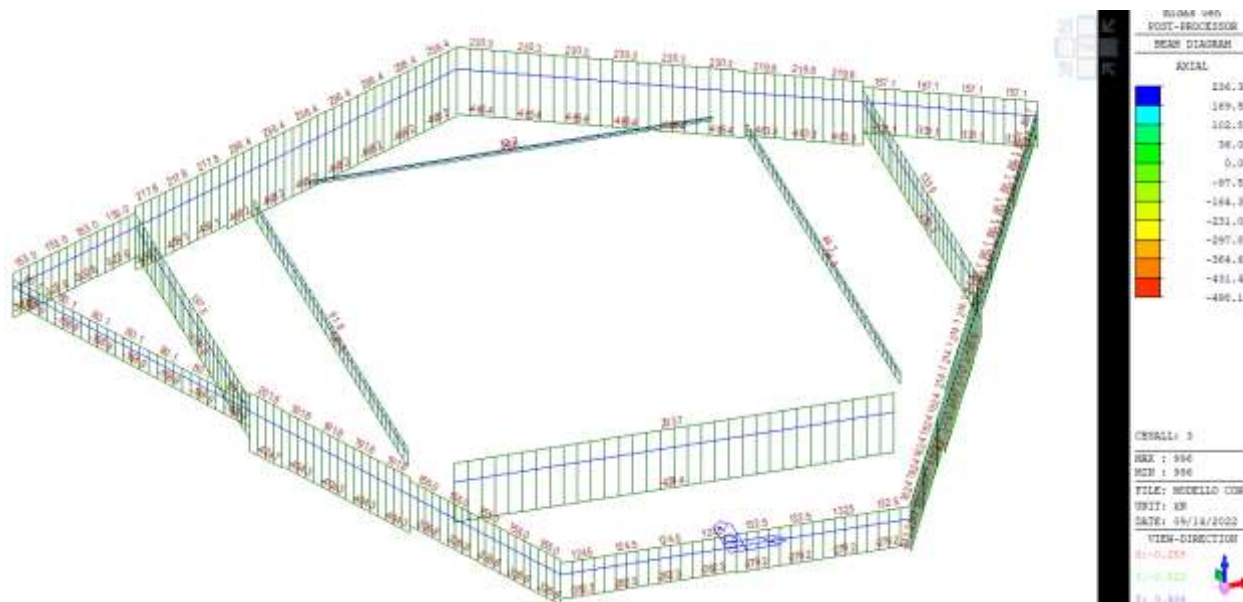


Figura 10-30 – Diagramma dello sforzo assiale (involuppo fase 7.1 e 7.3)

Sono state identificate 3 sezioni di controllo in cui le sollecitazioni flettenti e di sforzo normali risultano più gravose.

SEZ.	COMB.	N [kN]	M [kNm]
1	C1	181.0	381.3
1	C2	-86.0	180.9
2	C1	181.0	457.8
2	C2	-86.0	217.2
3	C1	496.0	288.9
3	C2	-236.0	137.1

Adottando come armatura principale per il cordolo 8Φ26+8Φ26, **le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte:**

Titolo: pozzo M4 - cordolo sommitale

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	120	1	30.41	5
			2	30.41	115

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma:

Sollecitazioni:
 Metodo: S.L.U. / Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0, yN: 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

Parametri di progetto:
 M_{xRd}: 1,322 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5‰
 ε_s: 55.71‰
 d: 115 cm
 x: 6.798 x/d: 0.05911
 δ: 0.7

Altri parametri:
 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

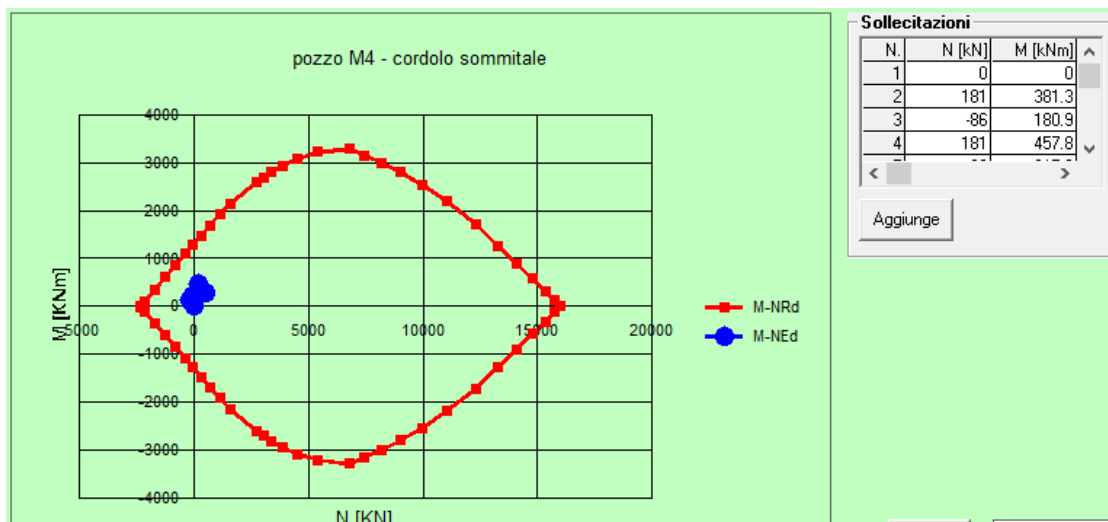
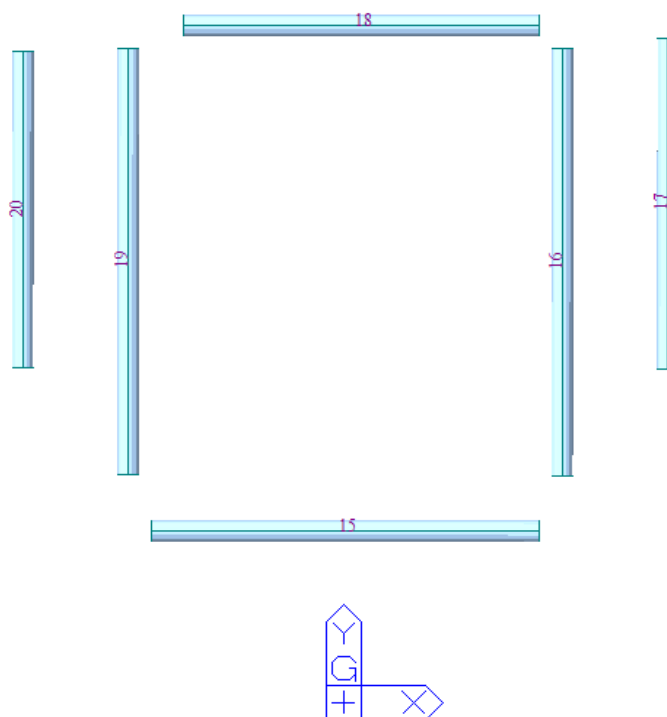


Figura 10-31 – verifiche a pressoflessione del cordolo sommitale

Il taglio massimo, invece, risulta pari a 331 kN. Adottando staffe $\Phi 12/15$ **le verifiche risultano soddisfatte.**

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	800 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	1200 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	50 mm	fck	25 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	14 Mpa
		γ_c	1.5
Armatura Longitudinale		ACCIAIO	
Diametro armatura tesa=	22 mm	fyk	450 Mpa
N° barre tese =	8	fyd	391 Mpa
Diametro armatura compressa =	22 mm	γ_s	1.15
N° barre compresse =	8		
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	12 mm	N_{Ed}=	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	150 mm	V=	331.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ_{Rd}=	1.00
Inclinazione staffe : α =	90 °	V_{Ed} = V * γ_{Rd} =	331.00 kN
Inclinazione puntone : θ =	45 °		
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio	V_{Rsd}	610.42 kN	
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
Resistenza per sezioni armate a taglio	V_{Rcd}	2932.50 kN	
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		SEZIONE VERIFICATA	
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		610.42 kN	

Le verifiche sul sistema di puntonamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019. Di seguito sono riportati i tassi di lavoro degli elementi strutturali:



Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member SECT MEMB

Property Change... Update...

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	15	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	9.17419	9.17419	1.000	1.000	-429.45	-13.834	-13.834	-7.0591	-0.1888	11.3757	0.00677	-
				S275	275000		9.17419	9.17419	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2499.62	2499.62	936.489	-
OK	16	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	10.1941	10.1941	1.000	1.000	-94.268	-21.517	-21.517	20.2106	-3.6620	13.1128	0.55740	-
				S275	275000		10.1941	10.1941	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2498.15	2498.15	936.489	-
OK	17	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	7.89795	7.89795	1.000	1.000	-282.27	-12.733	-12.733	28.6060	-6.9283	10.2971	0.54252	-
				S275	275000		7.89795	7.89795	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2498.19	2498.19	936.489	-
OK	18	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	8.41313	8.41313	1.000	1.000	-25.626	-12.554	-12.554	-6.5787	0.70716	-10.421	0.03838	-
				S275	275000		8.41313	8.41313	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2499.53	2499.53	936.489	-
OK	19	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	10.1940	10.1940	1.000	1.000	-130.34	-21.142	-21.142	-19.232	3.56639	13.0295	0.53851	-
				S275	275000		10.1940	10.1940	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2498.20	2498.20	936.489	-
OK	20	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	7.55831	7.55831	1.000	1.000	-289.90	-11.573	-11.573	-27.609	7.14294	9.87546	0.54883	-
				S275	275000		7.55831	7.55831	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2498.17	2498.17	936.489	-

Figura 10-32 – numerazione dei tubolari e sintesi delle verifiche

I fattori di sicurezza sono tutti minori dell'unità e pertanto **le verifiche risultano soddisfatte**. Il tasso di lavoro maggiore si registra per l'elemento numero 15 per cui si riportano le verifiche in dettaglio.

midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...rdolo_puntonato_verifica.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 15
 Material S275 (No.2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name CHS-HF 508X16 (No.1)
 (Rolled : CHS-HF 508X16),
 Member Length : 9.17419



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -429.45 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = -13.834, Mz = -7.0591
 End Moments Myi = -13.834, Myj = -14.049 (for Lb)
 Myi = -13.834, Myj = -14.049 (for Ly)
 Mzi = -7.0591, Mzj = -5.3274 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.1888 (LCB: 1, POS: 1/2)
 Fzz = -11.3757 (LCB: 1, POS:J)

Outer Dia	0.50800	Wall Thick	0.01600
Area	0.02473	Asz	0.01237
Cyb	0.06058	Czb	0.06058
Iyy	0.00075	Izz	0.00075
Ybar	0.25400	Zbar	0.25400
Wely	0.00295	Welz	0.00295
ry	0.17400	rz	0.17400

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 9.17419, Lz = 9.17419, Lb = 9.17419
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 58.6 < 200.0$ (Membr:16, LCB: 1) O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 429.45/6800.75 = 0.063 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 13.83/1065.46 = 0.013 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 7.08/1065.46 = 0.007 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_{Rd}}, M_{Edz}/M_{nz_{Rd}}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_{Rd}})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_{Rd}})^{\beta}$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_{Rd}} + M_{Edz}/M_{z_{Rd}}$
 $R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{bLT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.083 < 1.000$.. O.K
 Torsion Strength
 $T_{Ed}/T_{Rd} = 0.007/936.489 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_{Rd}} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_{Rd}} = 0.005 < 1.000$ O.K

10.8.4.3 Irrigidimento intermedio

Il sistema di puntone intermedio è realizzato con una doppia trave perimetrale HEM650 e puntoni interni in acciaio a sezione circolare 610×25 mm. La reazione delle molle inserite nel software di calcolo Paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema al fine di effettuarne le verifiche.

Le reazioni massime valgono:

- 654.7 kN/m in fase 9.

In aggiunta è stato considerato il peso proprio (moltiplicato per il coefficiente parziale 1.3).

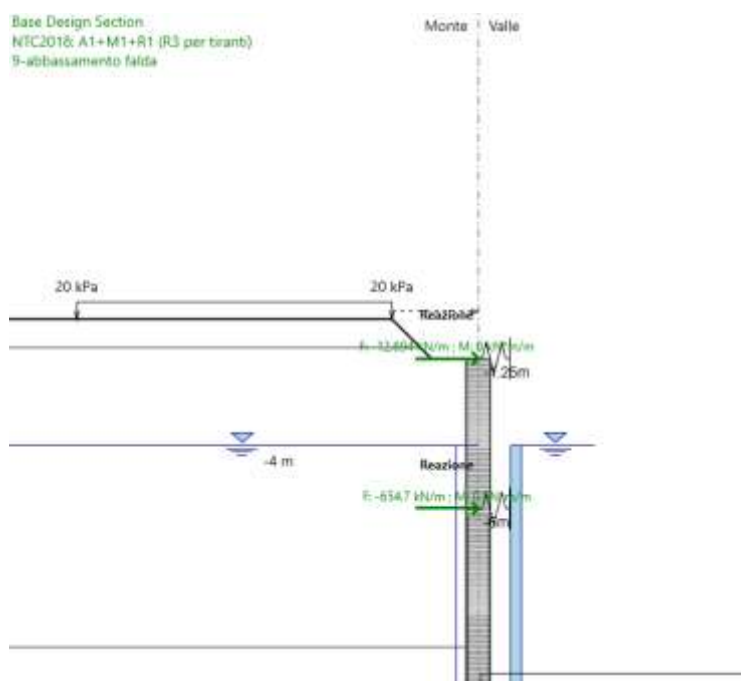


Figura 10-33 – Reazioni dimensionanti della molla sommitale nella fase 9 (output di Paratie Plus)

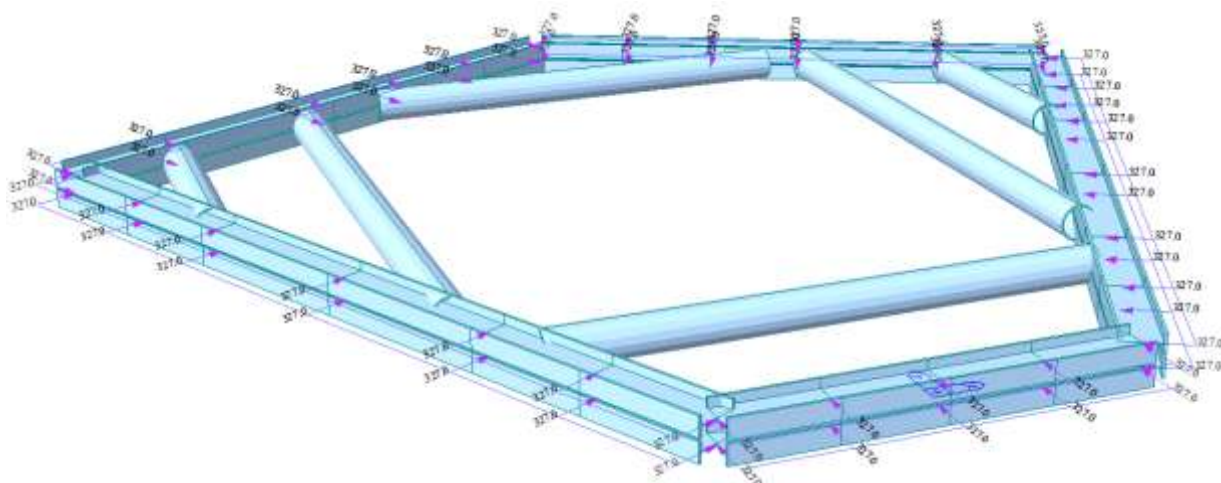


Figura 10-34 – applicazione del carico dovuto alla fase 9, ugualmente distribuito sulle 2 HEM perimetrali

Le sollecitazioni agenti sono le seguenti:

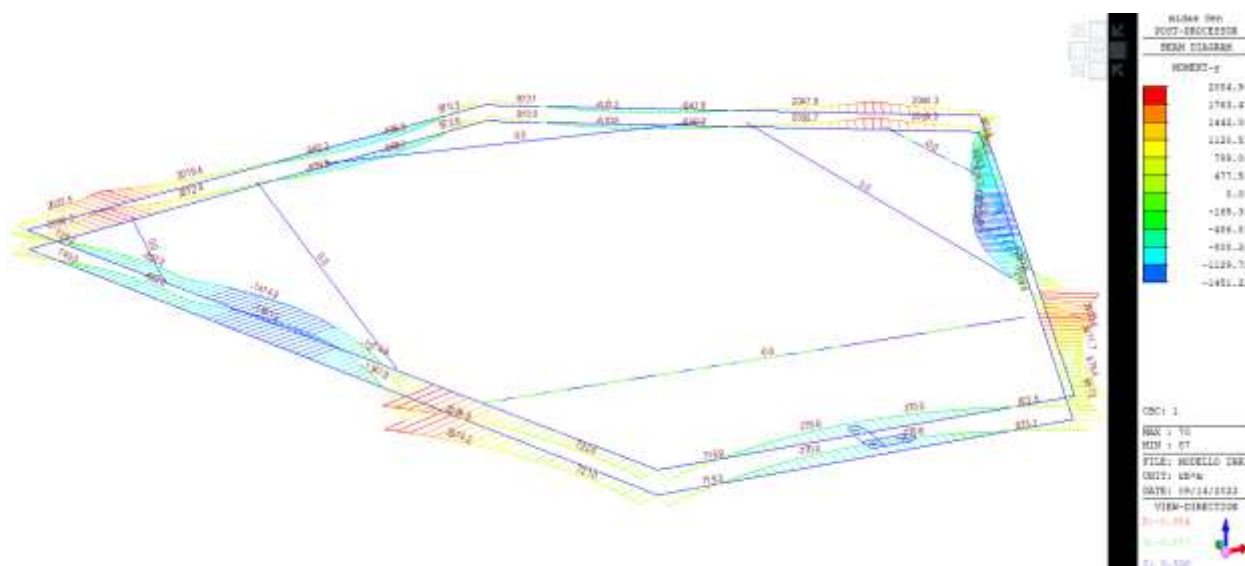


Figura 10-35 – Diagramma del momento flettente

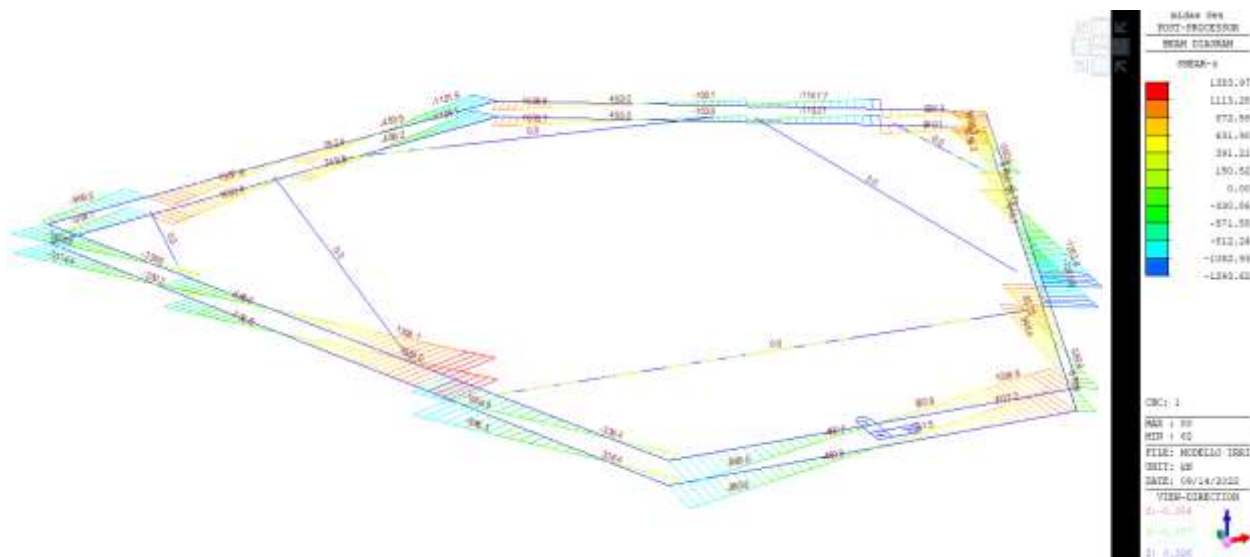


Figura 10-36 – Diagramma del taglio

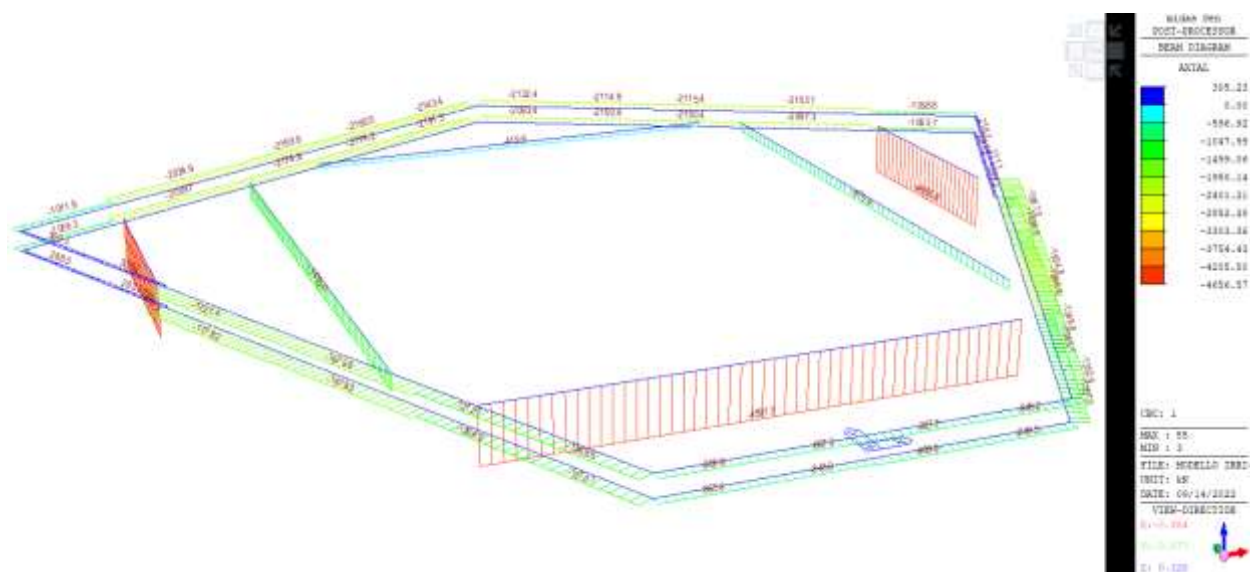


Figura 10-37 – Diagramma dello sforzo assiale

Le verifiche sul sistema di puntamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019. Di seguito sono riportati i tassi di lavoro degli elementi strutturali:

CHK	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def	
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa		
OK	1	1	0	fi 610X25		1	8.70896	8.70896	1	1	-4507.7	43.5922	43.5922	0	0	20.0218	6.89689	-	
OK	0.402	0.004		S275	275000	1	0	8.70896	1	1	11737.9	0	2354.23	2354.23	0	0	4628.44	2050.04	-
OK	2	1	0	fi 610X25		1	10.1279	10.1279	1	1	-875.92	58.9543	58.9543	0	0	23.2839	8.63304	-	
OK	0.094	0.005		S275	275000	1	0	10.1279	1	1	12635.1	0	2354.23	2354.23	0	0	4624.5	2050.04	-
OK	3	1	0	fi 610X25		1	3.86815	3.86815	1	1	-4656.6	8.59971	8.59971	0	0	8.89284	10.1388	-	
OK	0.372	0.005		S275	275000	1	0	3.86815	1	1	12635.1	0	2354.23	2354.23	0	0	4621.09	2050.04	-
OK	4	1	0	fi 610X25		1	8.02854	8.02854	1	1	-419.62	37.0467	37.0467	0	0	18.4575	2.19523	-	
OK	0.049	0.004		S275	275000	1	0	8.02854	1	1	12635.1	0	2354.23	2354.23	0	0	4639.09	2050.04	-
OK	5	1	0	fi 610X25		1	9.77497	9.77497	1	1	-1415	54.9171	54.9171	0	0	22.4726	0.72302	-	
OK	0.135	0.005		S275	275000	1	0	9.77497	1	1	12635.1	0	2354.23	2354.23	0	0	4642.42	2050.04	-
OK	6	1	0	fi 610X25		1	3.54175	3.54175	1	1	-4581.7	7.20964	7.20964	0	0	8.14245	5.82211	-	
OK	0.366	0.003		S275	275000	1	0	3.54175	1	1	12635.1	0	2354.23	2354.23	0	0	4630.87	2050.04	-
OK	47	4	0	HEM650		1	5.31706	5.31706	0.65	1	-2160.8	994.278	994.278	7.10484	9.05007	1062.47	-	-	
OK	0.598	0.418		S275	275000	1	0	5.31706	0.65	1	8818.6	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	48	4	0	HEM650		1	2.8565	2.8565	0.65	1	-2102.6	2070.55	2070.55	-0.4534	-6.7628	-1163.5	-	-	
OK	0.985	0.458		S275	275000	1	0	2.8565	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	49	4	0	HEM650		1	2.17591	2.17591	0.65	1	-1064.4	2016.18	2016.18	-4.494	-6.9331	900.444	-	-	
OK	0.871	0.354		S275	275000	1	0	2.17591	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	50	4	0	HEM650		1	4.36313	4.36313	0.65	1	203.502	-926.27	-926.27	1.26854	-5.0644	1073.58	-	-	
OK	0.371	0.423		S275	275000	1	0	4.36313	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	51	4	0	HEM650		1	4.05889	4.05889	0.65	1	-1335.1	1980.51	1980.51	-4.618	-6.602	917.611	-	-	
OK	0.884	0.361		S275	275000	1	0	4.05889	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	52	4	0	HEM650		1	6.18669	6.18669	0.65	1	-962.94	872.482	872.482	2.71799	-3.6226	1036.55	-	-	
OK	0.427	0.408		S275	275000	1	0	6.18669	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	53	4	0	HEM650		1	4.08164	4.08164	0.65	1	-1260	2065.18	2065.18	-3.3011	5.51129	-987.39	-	-	
OK	0.906	0.389		S275	275000	1	0	4.08164	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	54	4	0	HEM650		1	6.07652	6.07652	0.65	1	-1728.8	-1366.2	-1366.2	0.74562	-7.7741	1300.42	-	-	
OK	0.684	0.512		S275	275000	1	0	6.07652	0.65	1	8407.81	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	55	4	0	HEM650		1	4.06229	4.06229	0.65	1	298.553	-822.18	-822.18	0.52222	-5.7201	-1011.1	-	-	
OK	0.34	0.398		S275	275000	1	0	4.06229	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	56	4	0	HEM650		1	2.04029	2.04029	0.65	1	-1015.7	1998.86	1998.86	-1.4268	4.13109	-944.9	-	-	
OK	0.854	0.372		S275	275000	1	0	2.04029	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	57	4	0	HEM650		1	3.24438	3.24438	0.65	1	-2036.7	2042.71	2042.71	-3.3935	-6.1297	1102.16	-	-	
OK	0.974	0.434		S275	275000	1	0	3.24438	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	58	4	0	HEM650		1	5.66961	5.66961	0.65	1	-2172.6	990.95	990.95	-0.2787	-3.6162	-1123.4	-	-	
OK	0.585	0.442		S275	275000	1	0	5.66961	0.65	1	8633	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	59	4	0	HEM650		1	6.10113	6.10113	0.65	1	-1888.1	-1368.9	-1368.9	2.21175	-8.7303	-1288.5	-	-	
OK	0.703	0.507		S275	275000	1	0	6.10113	0.65	1	8393.81	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	73	4	0	HEM650		1	5.31706	5.31706	0.65	1	-2055	948.814	948.814	7.10484	9.05007	1011.17	-	-	
OK	0.571	0.398		S275	275000	1	0	5.31706	0.65	1	8818.6	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	74	4	0	HEM650		1	2.8565	2.8565	0.65	1	-2097.9	2033.04	2033.04	-0.4534	-6.7628	-1137.3	-	-	
OK	0.97	0.448		S275	275000	1	0	2.8565	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	75	4	0	HEM650		1	2.17591	2.17591	0.65	1	-1057.9	2087.41	2087.41	-4.494	-6.9331	965.909	-	-	
OK	0.897	0.38		S275	275000	1	0	2.17591	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	76	4	0	HEM650		1	4.36313	4.36313	0.65	1	239.803	-926.27	-926.27	1.26854	-5.0644	1048.72	-	-	
OK	0.375	0.413		S275	275000	1	0	4.36313	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	77	4	0	HEM650		1	4.05889	4.05889	0.65	1	-1368.7	2031.75	2031.75	-4.618	-6.602	968.107	-	-	
OK	0.907	0.381		S275	275000	1	0	4.05889	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	78	4	0	HEM650		1	6.18669	6.18669	0.65	1	-934.67	873.052	873.052	2.71799	-3.6226	1037.29	-	-	
OK	0.425	0.408		S275	275000	1	0	6.18669	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	79	4	0	HEM650		1	4.08164	4.08164	0.65	1	-1279	2094	2094	-3.3011	5.51129	-1015.6	-	-	
OK	0.919	0.4		S275	275000	1	0	4.08164	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	80	4	0	HEM650		1	6.07652	6.07652	0.65	1	-1776.7	-1338.9	-1338.9	-6.7455	-7.7741	1359.66	-	-	
OK	0.69	0.535		S275	275000	1	0	6.07652	0.65	1	8407.81	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	81	4	0	HEM650		1	4.06229	4.06229	0.65	1	290.198	-822.18	-822.18	0.52222	-5.7201	-1007.2	-	-	
OK	0.339	0.396		S275	275000	1	0	4.06229	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	82	4	0	HEM650		1	2.04029	2.04029	0.65	1	-1002.5	2032.84	2032.84	-1.4268	4.13109	-978.2	-	-	
OK	0.866	0.385		S275	275000	1	0	2.04029	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	83	4	0	HEM650		1	3.24438	3.24438	0.65	1	-2037.8	1988.99	1988.99	-3.3935	-6.1297	1069.04	-	-	
OK	0.954	0.421		S275	275000	1	0	3.24438	0.65	1	10285	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	84	4	0	HEM650		1	5.66961	5.66961	0.65	1	-2162.1	952.142	952.142	-0.2787	-3.6162	-1082.3	-	-	
OK	0.569	0.426		S275	275000	1	0	5.66961	0.65	1	8633	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	
OK	85	4	0	HEM650		1	6.10113	6.10113	0.65	1	-1835.7	-1368.9	-1368.9	2.21175	-8.7303	-1250.8	-	-	
OK	0.698	0.492		S275	275000	1	0	6.10113	0.65	1	8393.81	0	2655.68	529.465	3977.54	2540.34	-	-	

Figura 10-38 - sintesi delle verifiche

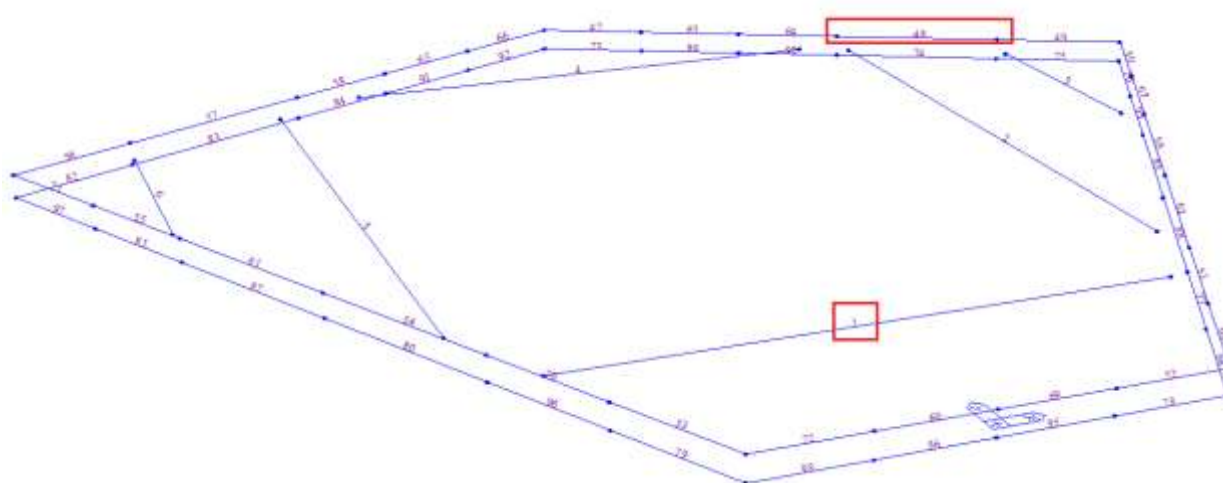


Figura 10-39 – numerazione degli elementi

I fattori di sicurezza sono tutti minori dell'unità e pertanto **le verifiche risultano soddisfatte**. Il tasso di lavoro maggiore si registra per l'elemento numero 1 (tubolare) e 48 (HEM) per cui si riportano le verifiche in dettaglio.

midas Gen Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...termedio_HEM650_verifica.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3.05
 Unit System kN, m
 Member No 1
 Material S275 (No.2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name fi 610X25 (No.1)
 (Built-up Section)
 Member Length : 8.70896

2. Member Forces

Axial Force Fxx = -4507.7 (LCB: 1, POS: 1/2)
 Bending Moments My = 43.5922, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS: 1/2)
 Fzz = 20.0218 (LCB: 1, POS: J)

Outer Dia.	0.61000	Wall Thick.	0.02500
Area	0.04595	Asz	0.02297
Qyb	0.08571	Qzb	0.08571
Iyy	0.00197	Izz	0.00197
Ybar	0.30500	Zbar	0.30500
Wely	0.00646	Welz	0.00646
Iy	0.20702	Iz	0.20702

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 8.70896, Lz = 8.70896, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 1.00, CmZ = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 48.9 < 200.0$ (Membr.2, LCB: 1) O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 4507.7/11737.9 = 0.384 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 43.59/2354.23 = 0.019 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/2354.23 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{c.LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{c.LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{b.LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM}), \text{MAX}(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.402 < 1.000$ O.K

Torsion Strength
 $T_{Ed}/T_{Rd} = 6.90/2050.04 = 0.003 < 1.000$ O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.004 < 1.000$ O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
 http://www.MidasUser.com
 Gen 2021

Print Date/Time : 09/14/2022 18:23

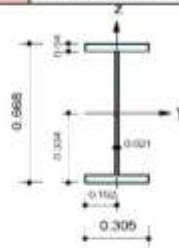
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...termedio_HEM650_verifica.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 48
 Material S275 (No.2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name HEM650 (No.4)
 (Rolled : HEM650).
 Member Length : 2.85650



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -2102.6 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = 2070.55, Mz = -0.4534
 End Moments Myi = 81.0511, Myj = 2070.55 (for Lb)
 Myi = 81.0511, Myj = 2070.55 (for Ly)
 Mzi = -4.5015, Mzj = -0.4534 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -6.7628 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = -1163.5 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.66800	Web Thick	0.02100
Top F Width	0.30500	Top F Thick	0.04000
Bot F Width	0.30500	Bot F Thick	0.04000
Area	0.03740	Asz	0.01403
Cyb	0.22564	Czb	0.01163
Iyy	0.00282	Izz	0.00015
Ybar	0.15250	Zbar	0.33400
Wely	0.00843	Welz	0.00124
Iy	0.27500	rz	0.07130

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.85650, Lz = 2.85650, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 0.65, Kz = 0.65
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 1.00, CmZ = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 56.4 < 200.0$ (Membr.52, LCB: 1) O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 2102.6/10285.0 = 0.204 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 2070.55/2655.68 = 0.780 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.453/529.465 = 0.001 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX[R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2}]] = 0.985 < 1.000$.. O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.002 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.458 < 1.000$ O.K

10.8.4.4 Caratteristiche dell’opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto. Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell’opera:

Pali:

- gabbia 1 (lunghezza = 5m): 26 ϕ 26 (in acciaio); staffe ϕ 10/10 cm (in acciaio)
- gabbia 2 (lunghezza = 12 m): 30 ϕ 32 + 30 ϕ 32 (in VTR); staffe ϕ 16/10 cm (in VTR)
- gabbia 2 (lunghezza = 12 m): 26 ϕ 26 + 26 ϕ 26 (in acciaio); staffe ϕ 10/10 cm (in acciaio)
- gabbia 3 (lunghezza = 7 m): 26 ϕ 26 (in acciaio); staffe ϕ 10/10 cm (in acciaio)

Cordolo (1.2m x 0.8 m):

- Armatura fibre tese: 8 Φ 26
- Armatura fibre compresse: 8 Φ 26
- Armatura a taglio: Staffa Φ 12/15 + spillo Φ 10/400x400

Puntoni:

- Tubolare 508x16 (I livello)

- 2 travi perimetrali HEM650 + tubolare 610×25 (II livello)

11. NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE – PARATIA SEZIONE C-C

Il seguente capitolo ha come oggetto il Progetto Definitivo delle opere provvisionali in corrispondenza del manufatto NMP (Nuovo Manufatto di Partenza) relativo all’area delle sorgenti.

L’area di studio della nuova opera rientra nell’ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Castel Sant’Angelo.

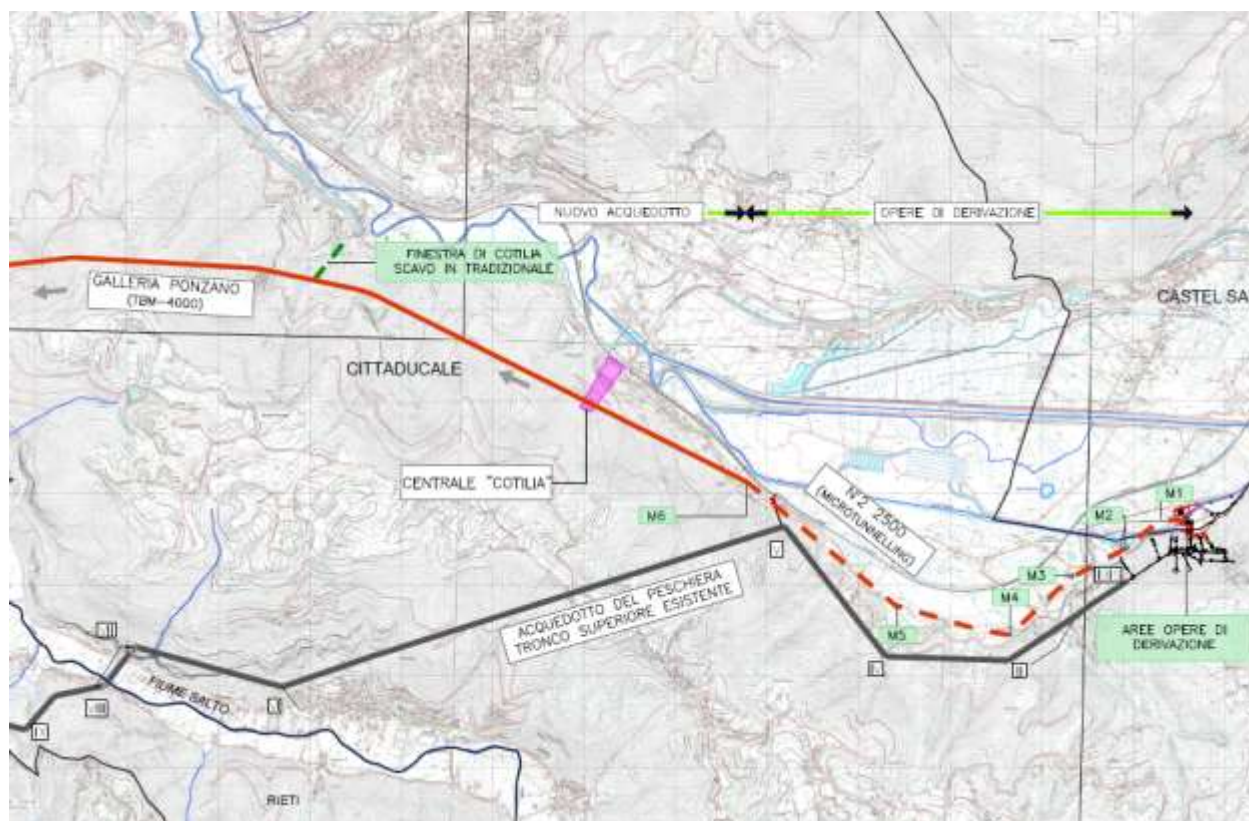


Figura 11.1: Ubicazione del Manufatto NMP – vista planimetrica

11.1. Software di calcolo

- 4- ParatiePlus ver. 22 della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- 5- V.C.A SLU versione 7.8 ;

11.2. Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare del canale di by pass, necessario ad eseguire gli interventi di riprofilatura del canale principale, si prevede la realizzazione di un’opera provvisoria di sostegno costituita da una paratia di pali ϕ 800. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella sotto.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente viene riassunta l’altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore soletta di sottofondo	Incremento (NTC 2018)	Scavo massimo di modello
	m	m	m	m
C-C	6.30	0.5	0.50	6.80

Tabella 5 Caratteristiche opera di sostegno

11.2.1.5 Sezione C-C

In corrispondenza del Nuovo Manufatto di partenza, lungo il canale esistente di adduzione dell’acqua, in corrispondenza della Sezione C-C, si realizza una paratia di

pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 1100mm, e lunghezza totale 12m. La sequenza di costruzione di pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles), prevede l’esecuzione di pali primari e secondari, in cui solo questi ultimi vengono armati. Alla luce di questo, per raggiungere la profondità di scavo di progetto pari a 6.30m da piano campagna, viene realizzato un sistema di puntone formato da puntoni, che percorrono lo scavo trasversalmente, con laminati tipo HE240M e un cordolo in calcestruzzo di base 1.20 m e altezza 1.00 m. Tale sistema verrà realizzato interamente sopra la falda freatica, dapprima eseguendo un pescavo sino la profondità di 1.00m. Successivamente lo scavo avverrà in sommerso. Una volta raggiunta la profondità di posa del manufatto verrà ulteriormente scavato per favorire la realizzazione di un’ulteriore platea che consenta di chiudere su tutti i lati lo scavo, raggiungendo così la quota di - 6.30m dal piano campagna. La soletta di fondazione si conetterà ai pali della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta che nei pali. Le fasi di scavo vengono concluse con l’aggottamento totale dell’acqua dallo scavo (per la verifica di sollevamento si rimanda al capitolo 7.8.1.1).

Successivamente verrà realizzato il manufatto e svincolato il cordolo dai puntoni.

11.3. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S0 e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.



Figura 11.2 – Ubicazione sondaggio S0 - Fonte: Google Earth

Nella a seguire viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S0.

Committente: Acea Elabori S.p.A.	Sondaggio: S0
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell'Acquedotto del Peschiera	Data: 01-02/05/2019
Coordinate: 42.365934° N; 13.005264° E	Quota: 410 m slm
Perforazione: Carotaggio Continuo	

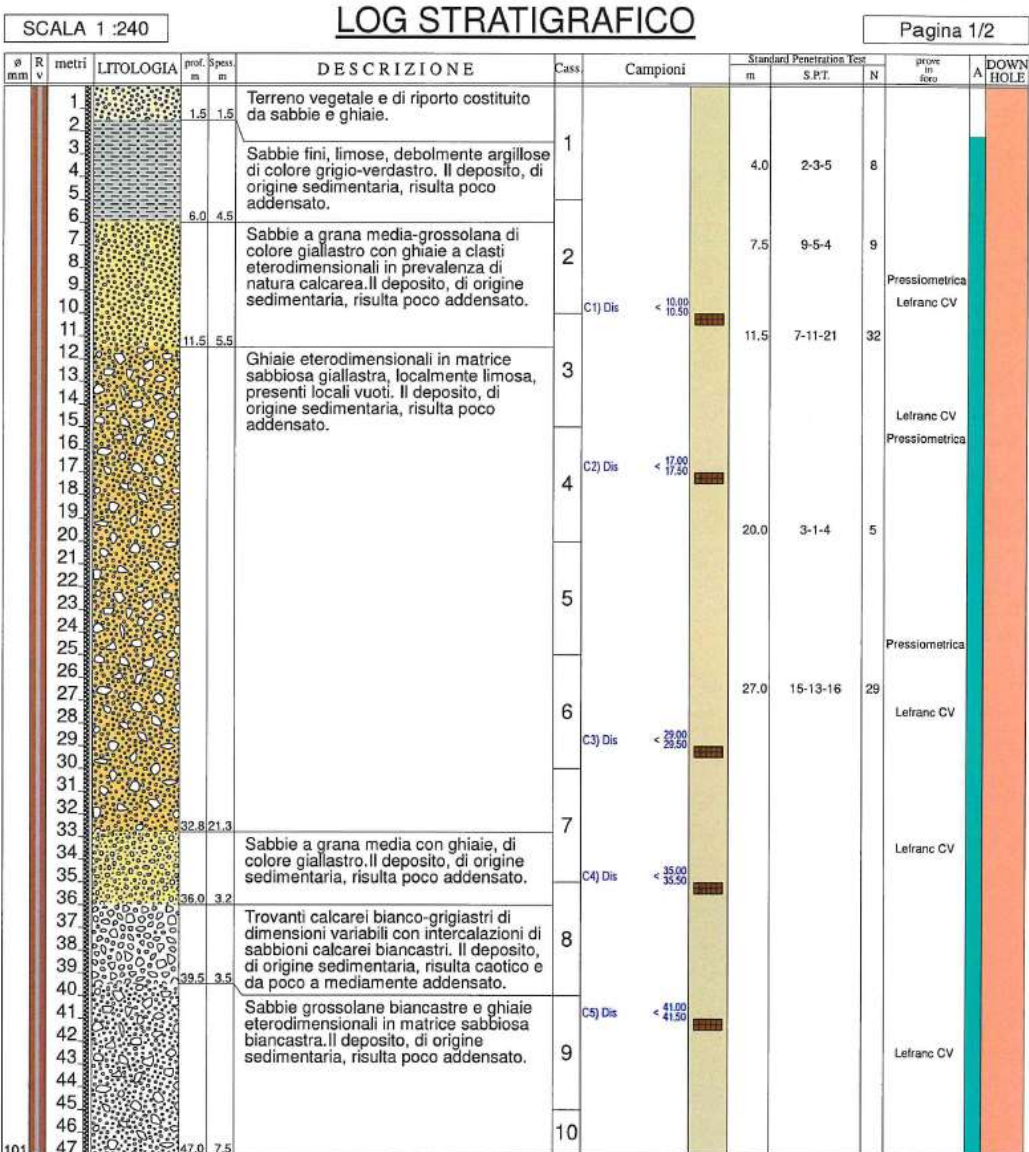


Figura 11.3 – Scheda stratigrafica del sondaggio S0

11.3.1. Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (Standard Penetration Test), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 6 – Risultati della prova SPT – Sondaggio S0

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N _{spt}
S0	4.0	8
S0	7.5	9
S0	11.5	32
S0	20.0	5
S0	27.0	29

11.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni.

Tabella 7– Risultati delle prove di laboratorio

Riferimento			Caratteristiche fisiche							Limiti di consistenza				Granulometria			Compr.		Taglio diretto		Edometrica						
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	W %	γ kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	γ_{D00} kN/m ³	Indice tutt.	Poros. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	σ kPa	ϕ °	c kPa	24.5 kPa	49.0 kPa	98.0 kPa	196.0 kPa	392.0 kPa		
S0	C1	10.00 - 10.50	22.5			26.0				24.9	20.1	4.8	0.51	8.3	67.0	21.7	3.0										
S0	C2	17.00 - 17.50	16.4			26.6								61.9	34.5	2.6	1.0										
S0	C3	29.00 - 29.50	19.9			26.5								65.0	28.7	5.1	1.2										
S0	C4	35.00 - 35.50	24.3			25.5								35.2	59.4	3.8	1.6										
S0	C5	41.00 - 41.50	18.8			26.5								57.3	38.4	2.6	1.7										

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio S0, si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) al di sopra di un deposito sabbioso con ghiaia (UG2) che raggiunge una profondità circa 11.5 m dal p.c. A seguire si trova uno strato costituito da ghiaie in matrice sabbiosa localmente limosa (UG3.1, UG3.2 e UG3.3), fino a profondità circa 36 m dal piano campagna. Nelle profondità maggiori, è presente un banco di terreno formato da sabbie grossolane e ghiaie per uno spessore circa 9 m (UG4-1 e UG4.2). Al di sotto di questo strato e fino alla profondità 52.5 dal p.c. è presente un deposito di ghiaie in matrice sabbiosa (UG5). Per le profondità maggiori, fino a 60 m da p.c., sono stati riscontrati i trovanti calcarei (UG6). Per le profondità maggiori di 60 m da piano campagna si ha la presenza di calcari micritici a ridotta componente marnosa (UG7). Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Tabella 8 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	V_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
1	0.0 – 5.5	Terreno vegetale e di riporto e sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	16.0	190	25	0	2.0
2	5.5 – 11.5	Sabbie a grana media grossolana con ghiaie eterodimensionali	18.5	421	30 - 33	0	4.0
3.1	11.5 – 22.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa, localmente limosa	19.0	600	33 - 36	0	6.0 - 10.0
3.2	22.5 – 32.5		19.0	470			
3.3	32.5 – 36.0		18.5	546			
4.1	36.0 – 40.5	Sabbie grossolane e ghiaie eterodimensionali calcaree	19.5	678	35 - 38	0	10.0 - 12.0
4.2	40.5 – 45.0		19.5	415			
5	45.0 – 52.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa	19.5	600	35 - 38	0	12.0 - 14.0
6	52.5 – 60.0	Trovanti calcarei eterodimensionali con intercalazioni di sabbioni calcarei	20.0	700	38	0	14.0 - 16.0
7	> 60.0	Calcari micritici a ridotta componente marnosa	26.0	800	-	-	-

Profondità falda (dal p.c.) = falda a piano campagna (0 metri)

Profondità bedrock (dal p.c.) = -60 metri

***Valore riferito alla frazione fine**

11.3.3. Prova Down-Hole

In corrispondenza del sondaggio S0 è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica down-hole (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico down-hole viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all’interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Tabella 9 – Risultati della prova down-hole – Sondaggio S0

Profondità	V _p medio	V _s medio	γ medio	v medio	G medio	E _d medio	E medio	E _v medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kN/mc)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1.99	90.83	54.40	14.44	0.22	4.36	12.14	10.63	6.34
5.58	372.41	182.14	18.37	0.34	62.13	259.73	166.85	176.89
11.86	875.87	420.91	20.98	0.35	378.95	1640.91	1023.06	1135.64
22.88	1236.81	599.56	21.72	0.35	796.14	3387.86	2143.86	2326.34
33.25	1053.86	470.08	20.98	0.38	472.78	2376.18	1300.91	1745.81
36.71	1295.88	546.6	22.23	0.39	677.22	3806.40	1885.09	2903.44
41.25	1576.39	678.62	22.62	0.39	1062.10	5731.04	2944.69	4314.9
46.04	902.07	415.8	21.15	0.37	372.84	1754.87	1017.95	1257.74

V_{s,eq} [m/sec] (H=30.00 m): 286.4

Categoria del suolo C

Dove:

Coefficiente di Poisson medio:

$$v_{\text{medio}} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

Modulo di deformazione a taglio medio:

$$G_{\text{medio}} = \rho V_s^2$$

Modulo di compressibilità edometrica medio

$$E_{\text{dmedio}} = \rho V_p^2$$

Modulo di Young medio

$$E_{\text{medio}} = 2\rho V_s^2 (1 + \nu)$$

Modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$E_{\text{vmedio}} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

Per quanto concerne la stima dei moduli elastici operativi (E_{op}) è stato riferimento alla curva del degrado dei moduli iniziali Atkinson e Salfors (1991). In questa sede,

si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell’ordine di 1/5 di quella iniziale.

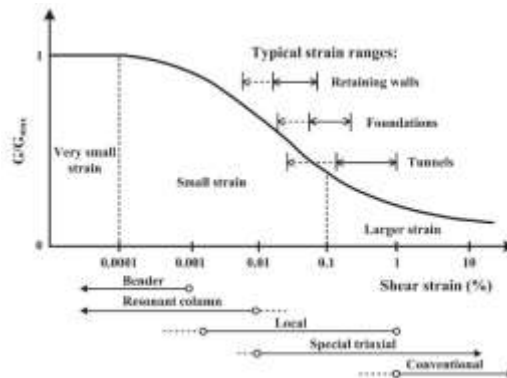


Figura 11.4 - Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Atkinson 2000)

11.3.4. Categoria di sottosuolo

Ai sensi del D.M. 17.01.2018 ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella **Tabella 5** (Tab. 3.2.II delle NTC2018), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$.

Tabella 10 – Categorie di sottosuolo che permettono utilizzo dell’approccio semplificato – NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Si riporta in seguito i risultati della prova down-hole eseguita nel foro di sondaggio S0.

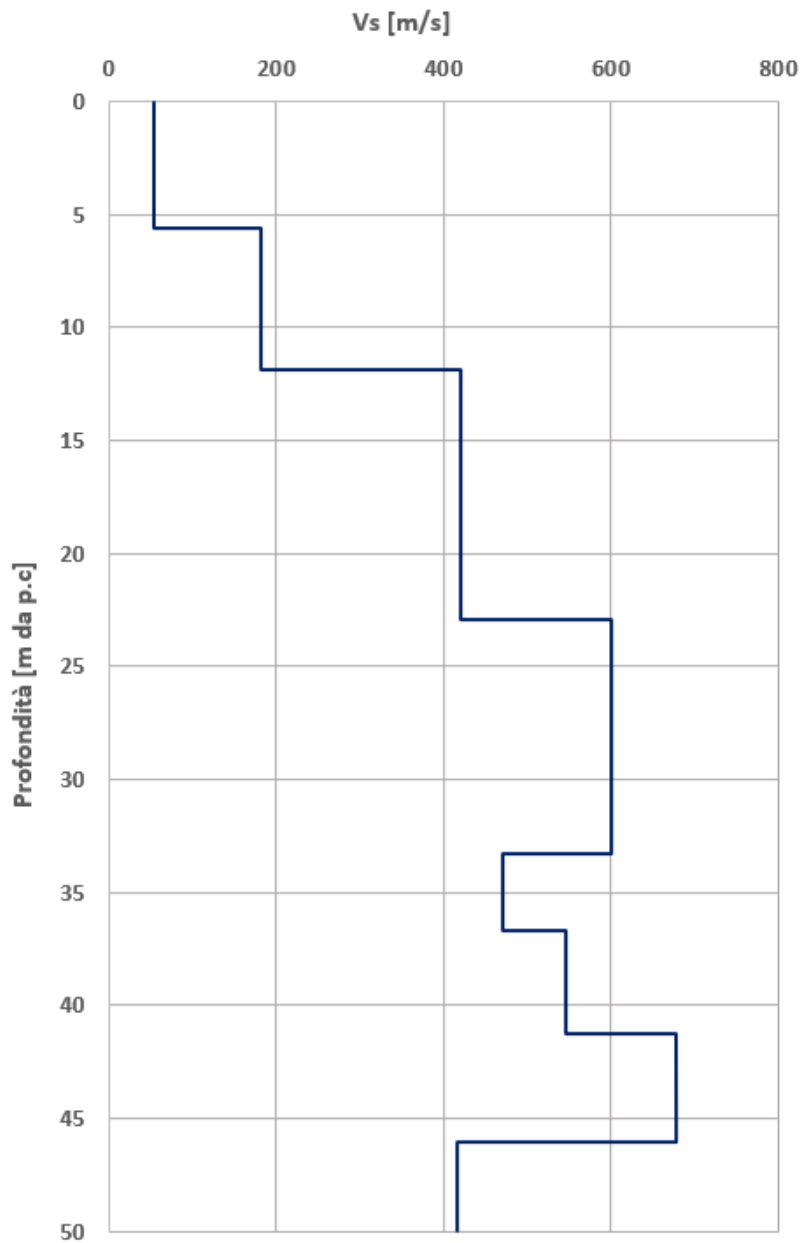


Figura 11.5 – Velocità delle onde di taglio dalla prova down-hole

11.4. Analisi dei carichi

11.4.1. *Peso proprio*

- Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

11.4.2. *Carichi accidentali*

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

11.4.3. *Azione sismica*

L’azione sismica è stata omessa nelle analisi in quanto le opere sono provvisorie, con una durata minore di 2 anni.

11.4.4. *Spinta del terreno*

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

11.5. Verifiche paratie di pali

11.5.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

11.5.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l’altezza di scavo.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

11.5.3. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_B)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

11.6. Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisionali del canale oggetto dell’intervento. Il modello per la paratia di pali secanti Ø800 è stato realizzato con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU.

11.6.1. Sezione C-C

Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

	Terreni	c' [kPa]	φ' [°]
	UG1 Sabbia/Ghiaia	0	25
	UG2 Sabbia/Ghiaia	0	30
	UG3.1 Sabbia/Ghiaia	0	33
	UG3.2 Sabbia/Ghiaia	0	33

Le fasi esecutive modellate per simulare l’esecuzione della paratia sono le seguenti:

- Condizione Litostatica;
- Realizzazione del prescavo;
- Esecuzione dei pali;
- Realizzazione del cordolo di coronamento e installazione dei puntoni;
- Scavo sino la profondità di – 6.30m;
- Realizzazione soletta di sottofondo;
- Ripristino della condizione idraulica;

- Rimozione dei puntoni in testa la paratia.

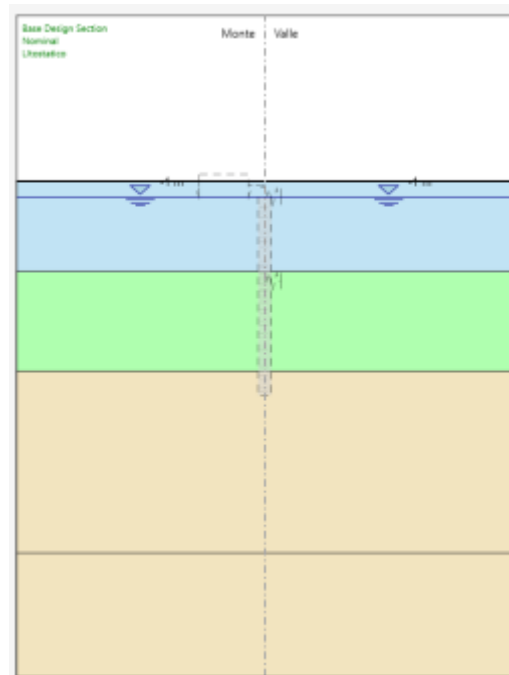


Figura 11.6 Condizione Litostatica

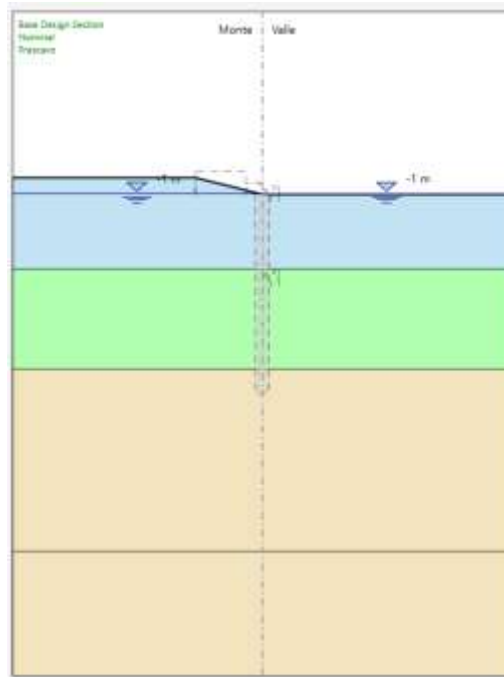


Figura 11.7 Realizzazione del prescavo

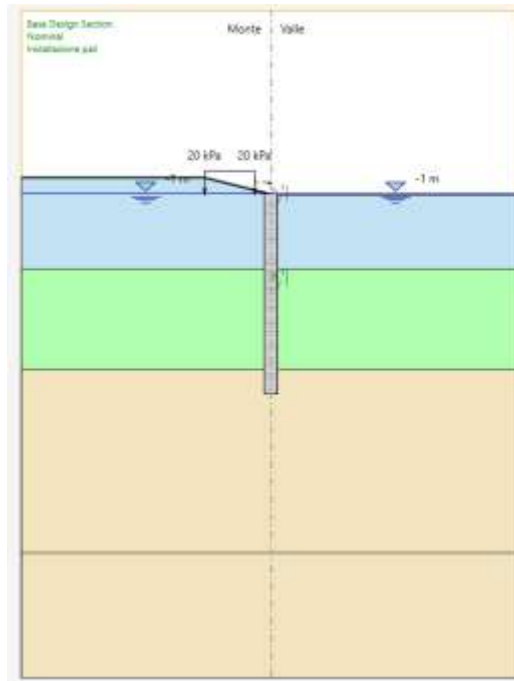


Figura 11.8 Esecuzione dei pali

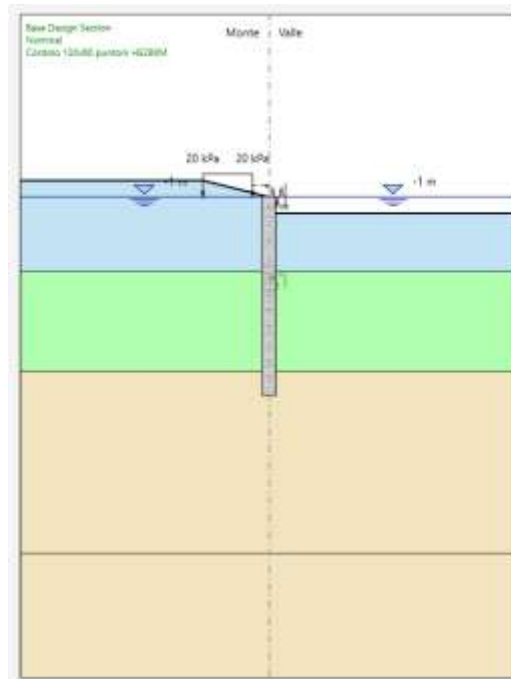


Figura 11.9 Realizzazione del cordolo di coronamento e installazione dei puntoni

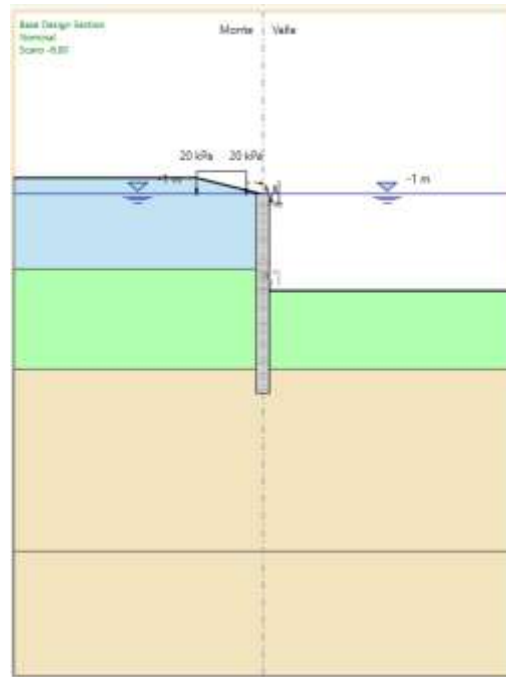


Figura 11.10 Scavo sino la profondità di - 6.80m

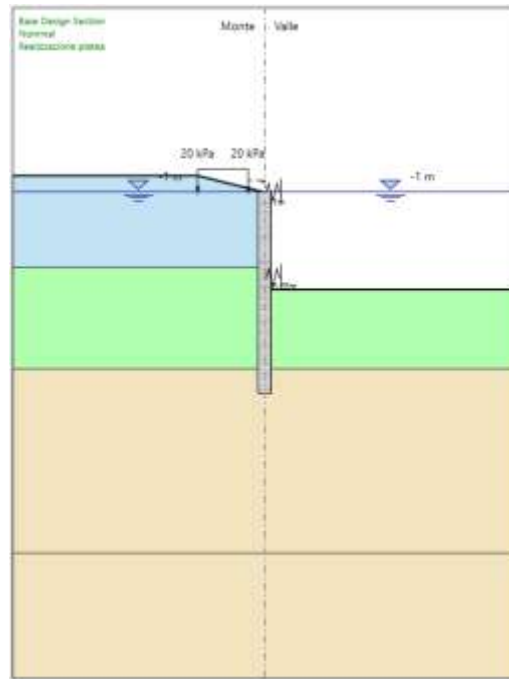


Figura 11.11 Realizzazione soletta di sottofondo

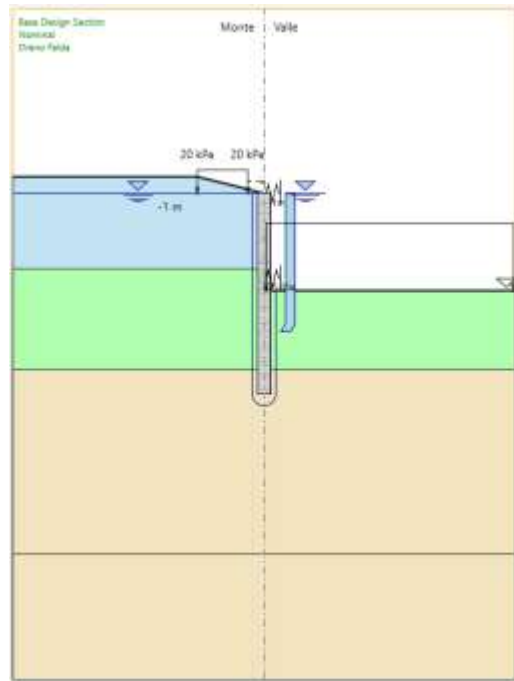


Figura 11.12 Ripristino della condizione idraulica

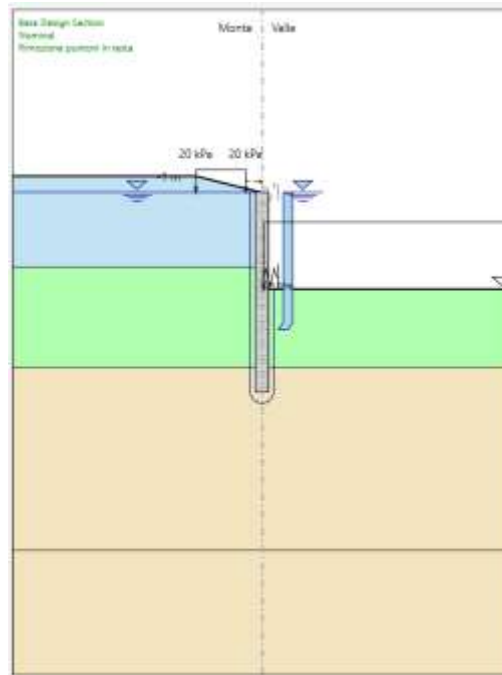


Figura 11.13 Rimozione dei puntoni in testa la paratia

11.6.2. *Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento.*

Il modello utilizzato per studiare le fasi realizzative della paratia vede l’utilizzo di un sistema di contrasti, da realizzarsi in testa alla stessa, di tipo puntoni garantendo la stabilità attraverso l’ausilio di una trave HE240M disposti ad interasse di 5.00m ed ancorati nel cordolo di coronamento della paratia.

Sulla base delle caratteristiche geometriche, l’area, la lunghezza, l’interasse e il modulo di elasticità dei puntoni è possibile desumere la costante elastica da assegnare alla molla disposta in testa alla paratia.

In questa fase di progettazione, si assegna rigidezza nulla al cordolo di coronamento, in quanto essa è fortemente influenzata dalla lunghezza di apertura dello scavo e All’aumentare della lunghezza, la rigidezza tende ad annullarsi. L’ipotesi quindi di deformazioni piana del cordolo è anche ben concepita dal modello bidimensionale utilizzato. La rigidezza del sistema di contratto è quindi:

$$k = \frac{E * A}{0.5 * L * i} = 212 \text{ KN/m}$$

Dove:

- E Modulo di elasticità acciaio, pari a 210000 MPa;
- A area della sezione resistente 199.60 cmq;
- L lunghezza dei puntoni 9.50m;
- i interasse tra i puntoni 5.00m.

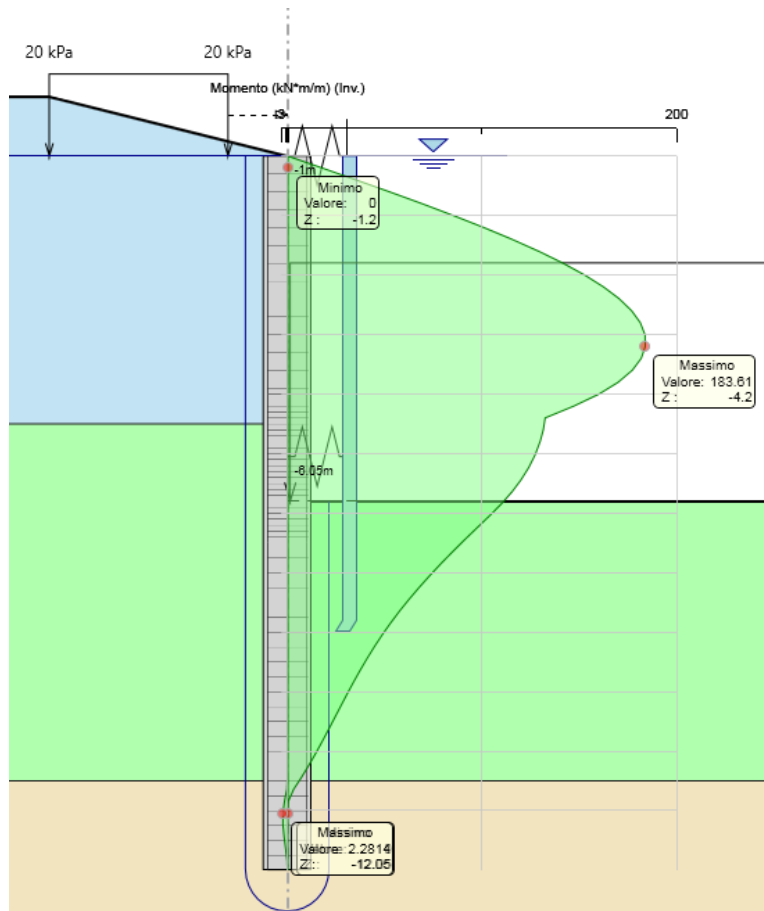
11.6.3. *Risultati - Sezione C-C*

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati ottenuti, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi. I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità. Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche il dimensionamento degli elementi strutturali principali.

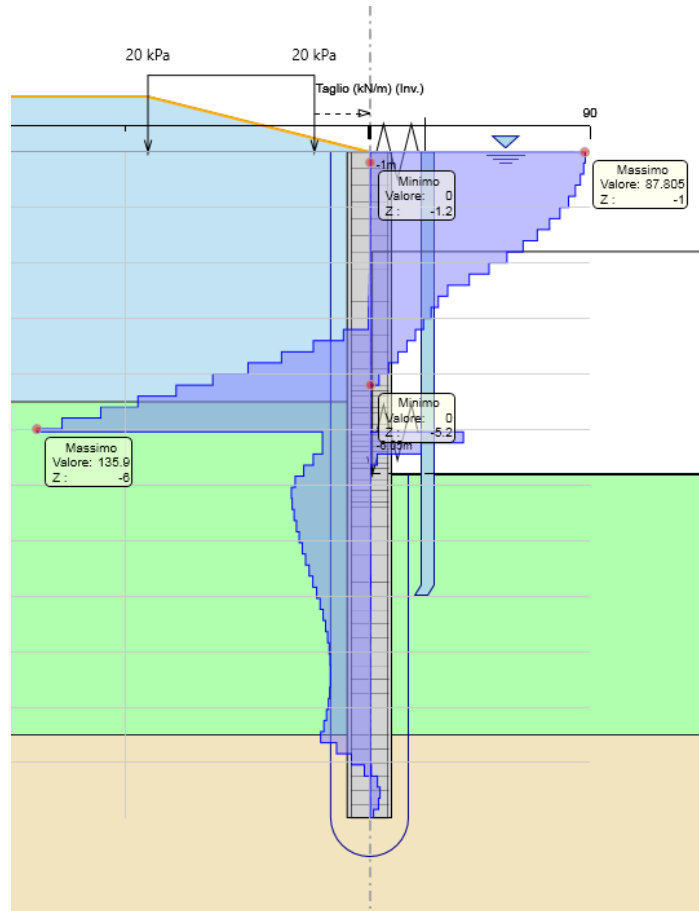
11.6.4. *Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)*

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1).

- Momento Flettente massimo: 183.61 KN m /m alla profondità di 4.20m dalla testa del palo;



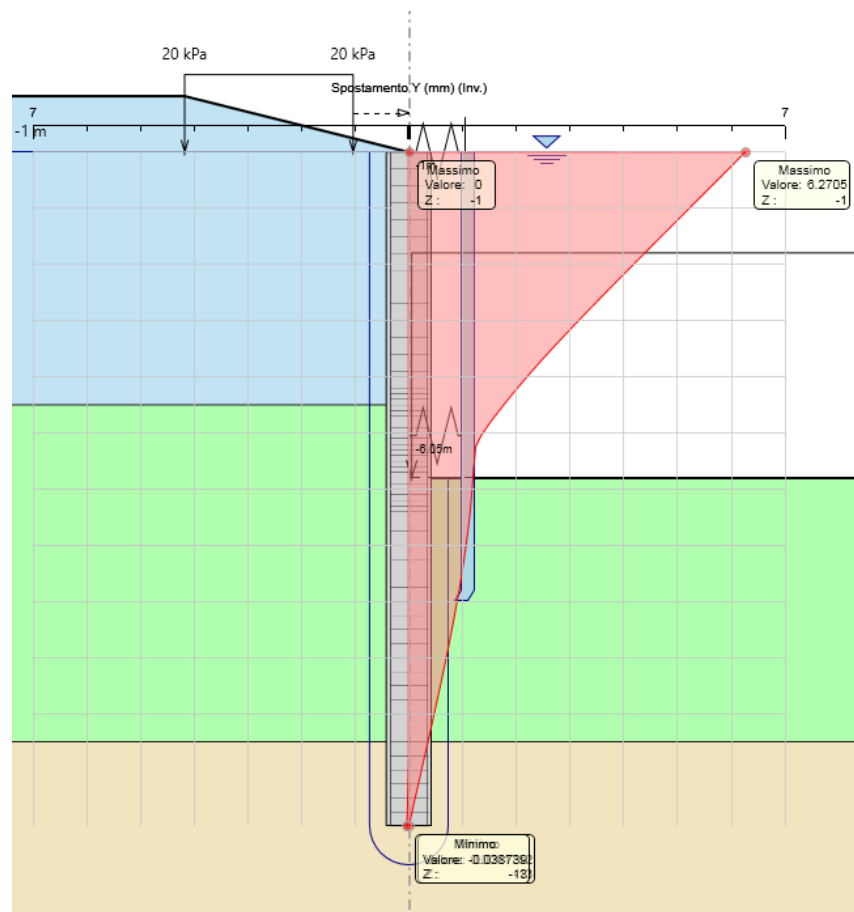
- taglio: 135.96 KN/m alla profondità di 6.00m dalla testa del palo;



11.6.5. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 0.6 cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 3.40$ cm, pertanto la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.



11.6.6. Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici (ok)

11.6.7. Sollevamento (UPL)

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

- $V_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione instabilizzante
- $G_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione permanente instabilizzante
- $Q_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione variabile instabilizzante
- $G_{stb,d}$ valore di progetto dell’azione permanente stabilizzante
- R_d valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018.

I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018 (Vedasi Cap. **6.6**).

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) ¹⁾	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0
	Sfavorevole		1,5

¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{oa}

Lunghezza soletta [m]	1
Larghezza soletta [m]	9,5
Altezza soletta [m]	0,5
Peso CLS [KN/mc]	24
Peso acqua [KN/mc]	10
Quota falda dal p.c. [m]	-1
Profondità di posa Soletta [m]	-6,3
H carico [m]	5,3
Azione instabilizzante [KPa]	53
Azione stabilizzante [KPa]	12
FS [-]	0,185249

L’azione instabilizzante che dovrà assorbire l’armatura specifica è di 44 KPa/m. Tale azione sarà assorbita da apposite barre di armatura inserite tra la platea e i pali.

$$A_s \geq \frac{E_d}{\sqrt{3}\gamma_{m0}f_{y,d}} = 605 \text{ mm}^2/m$$

La condizione di sopra è verificata ponendo in opere n.2 barre F 14 /m per ogni lato. Occorre inoltre verificare a schiacciamento il calcestruzzo in prossimità della barra filettata, adottando una classe C25/30 per il calcestruzzo.

Su ogni singola barra sarà agente una sollecitazione di taglio pari a 11KN, che a sua volta sarà portata per compressione dal calcestruzzo della platea e dei pali.

Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 40 cm, la superficie di contatto barra-cls è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm}$$

$A_c = L_{anc} * D_{barra} * P$; area di contatto spinotto-cls per sollecitazione agente di taglio

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c} = \frac{11000}{\pi * 14 * 300} = 0.83 \text{ MPa}$$

Il valore di σ_{cls} è inferiore alla $f_{c,d}$ del calcestruzzo C25/30 che è pari a 14MPa.

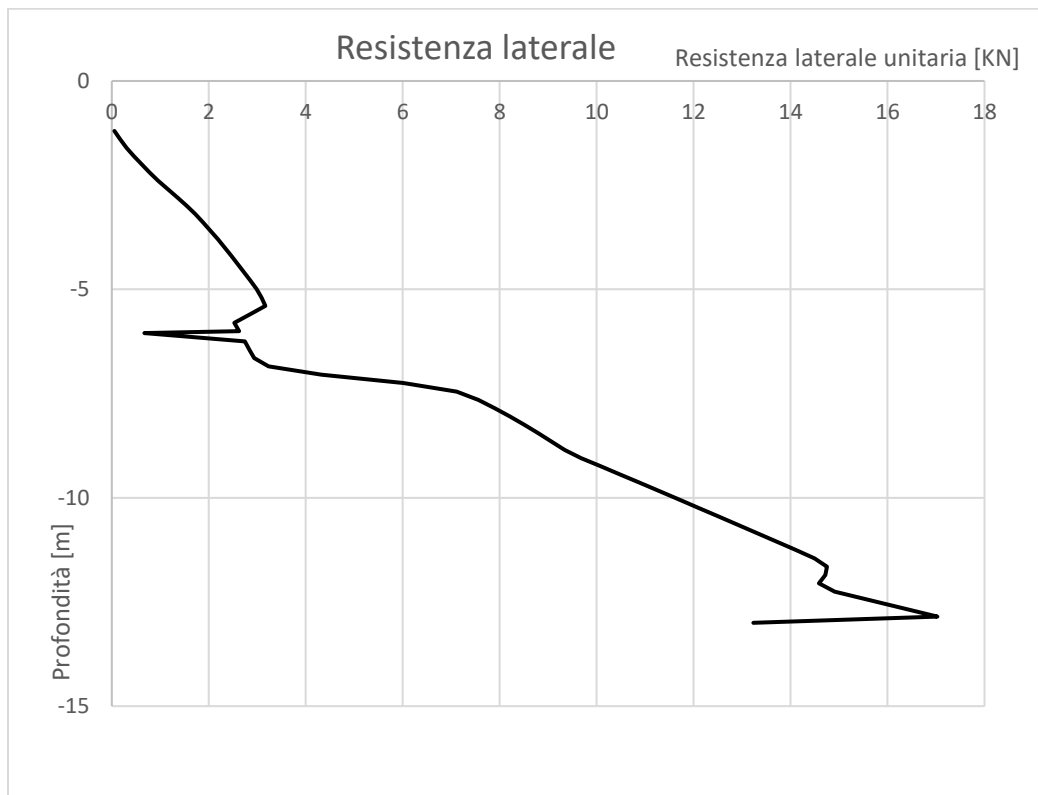
11.6.8. VERIFICA SOLLEVAMENTO PALI

La resistenza laterale è stata calcolata nel seguente modo: in assenza dei valori esatti dei coefficienti della spinta (k), che verranno modificati durante le fasi di scavo, è stato fatto riferimento all’ultima fase di scavo e sono stati ricavati i valori degli sforzi efficaci orizzontali ($\sigma'h$). Successivamente sono stati calcolati gli sforzi tangenziali (τ), assumendo il criterio di rottura Mohr-Coulomb, e integrati lungo tutto il palo.

$$\tau_{,i} = \sigma'_{h,i} * \text{tg}(\varphi'_d)$$

$$R_{k,i} = \frac{(\tau_{,i} + \tau_{,i+1}) * \Delta}{2} \quad \text{dove: } \Delta = 20 \text{ cm (passo di integrazione)}$$

$$R_k = \sum R_{k,i}$$



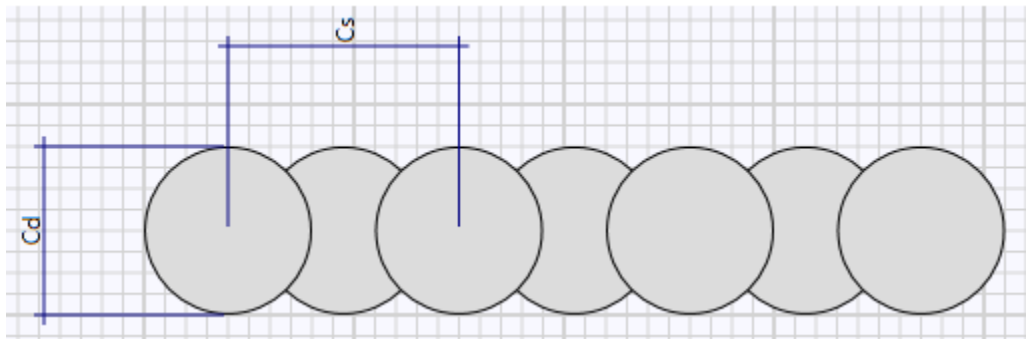
Azioni Stabilizzanti	
Resistenza Laterale per metro di paratia [KN/m]	826,5012
Peso Pali [KN/m]	137,0877
Peso Platea [KN/m]	118,75

Azioni instabilizzanti	
Spinta Acqua [KN/m]	503,5

FS [-]	1,76
--------	------

La verifica risulta soddisfatta, con un fattore di sicurezza di 1.76.

11.6.9. *Verifiche degli elementi strutturali*



Per la realizzazione della paratia si è posto in opera un sistema di pali secanti con i pali aventi diametro di 800mm., disposti a interasse di 1100mm. La tipologia di soluzione adottata consente di evitare la filtrazione d’acqua attraverso la paratia, e una volta completata la chiusura sul fondo di impermeabilizzare lo scavo. I pali in testa sono tra di loro collegati da un cordolo in calcestruzzo armato di dimensioni 120cm x 60cm.

11.6.10. Pali

I pali facenti parte della paratia hanno diametro di 800m e sviluppo in lunghezza di 12m, si riporta a seguire il dimensionamento delle armature longitudinali e trasversali.

11.6.11. Flessione

Il massimo momento flettente agente sulla paratia nella combinazione SLU (A1 + M1 + R1) è pari a 183.61 KN *m /m.

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]
 Raggio interno [cm]
 N° barre uguali
 Diametro barre [cm]
 Copriferro (baric.) [cm]

N° barre **Zoom**

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: **N° rett.**

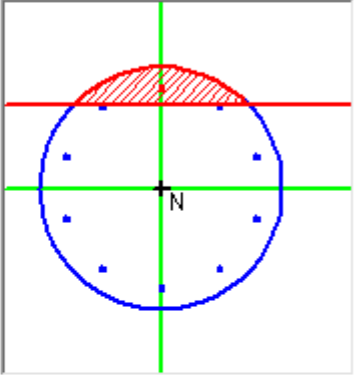
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

M xRd kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



La sezione armata con 10 Φ 16 soddisfa la verifica di resistenza.

11.6.12. *Taglio*

La verifica è stata condotta su una sezione in rettangolare equivalente, il passaggio da circolare a rettangolare si è ottenuto utilizzando il metodo di Metodo Clarke e Birjandi. I cui dati salienti sono riportati nella tabella a seguire:

DATI SEZ. CIRCOLARE		
r	400	mm
Copriferro	50	mm
r _s	350	mm
α	0,5908	rad
A _{tot}	502655	mm ²
A	419877	mm ²
RETTANGOLARE EQUIVALENTE		
b	674	mm
h	746	mm
d	623	mm

Il massimo valore del taglio agente sulla paratia nella combinazione SLU (A1 + M1 + R1) è pari a 135.9 KN /m.

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	674 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	746 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	50 mm	fck	25 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	14 Mpa
		γ_c	1,5
Armatura Longitudinale		ACCIAIO	
Diametro armatura tesa=	20 mm	fyk	450 Mpa
N° barre tese =	5	fyd	391 Mpa
Diametro armatura compressa =	20 mm	γ_s	1,15
N° barre compresse =	5		
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	8 mm	N _{Ed} =	0,00 kN
Passo armatura a Taglio=	30 mm	V=	149,49 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ_{Rd} =	1,00
Inclinazione staffe : α =	90 °	V _{Ed} = V * γ_{Rd} =	149,49 kN
Inclinazione puntone : θ =	45 °		



Resistenza sezioni non armate a taglio	V_{Rd}	221,17 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO
Resistenza sezioni armate a taglio		
Resistenza per rottura armatura a taglio	V_{Rsd}	820,97 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
Resistenza per sezioni armate a taglio	V_{Rcd}	1495,27 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		SEZIONE VERIFICATA
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		820,97 kN


La sezione armata con staffe ϕ 8 passo 30mm soddisfa la verifica di resistenza.

11.6.13. *Puntoni*

Il sistema di contrasto è realizzato tramite l’ausilio di puntoni in acciaio S235 di sezione HE240M disposti ad un interasse di 5.00m. La massima reazione esplicata sui puntoni vale 87.05 KN/m. La lunghezza d’influenza di ogni singolo puntone è di 5.00m. La massima azione agente sul singolo puntone è di 435.35 KN.

Sulla base dei carichi agenti è possibile eseguire la verifica d dell’elemento strutturale.

Verifiche di resistenza della sezione trasversale		
Resistenza a trazione pura		
Resistenza plastica a trazione	$N_{t,Rd}$	4467,24 [kN]
Verifica a trazione pura	ρ_{Nt}	 0,000 [-]
Resistenza a compressione pura		
Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	4467,24 [kN]
Verifica a compressione pura	ρ_{Nc}	 0,097 [-]

Verifiche di stabilità flessionale, torsionale e flesso - torsionale		
Lunghezza geometrica della membratura	L	9,50 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse maggiore	β_y	1,00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse minore	β_z	1,00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse maggiore	$L_{cr,y}$	9500,00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse minore	$L_{cr,z}$	9500,00 [mm]
Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale		
Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A o A_{eff}	19960 [mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse maggiore	$N_{cr,y}$	5578 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse minore	$N_{cr,z}$	1872 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse maggiore	$\lambda_{ad,y}$	0,9170 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse minore	$\lambda_{ad,z}$	1,5828 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	1,09 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	32 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse maggiore	Curva $y-y$	b [-]
Curva di instabilità attorno all'asse minore	Curva $z-z$	c [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse maggiore	α_y	0,34 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse maggiore	ϕ_y	1,0423 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse minore	α_z	0,49 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse minore	ϕ_z	2,0914 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse maggiore	χ_y	0,6502 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse minore	χ_z	0,2892 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse maggiore	$N_{by,Rd}$	2904,82 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse minore	$N_{bz,Rd}$	1291,72 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$\rho_{buck, N}$	 0,337 [-]

La verifica è da ritenersi soddisfatta.

11.7. Caratteristiche dell’opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell’opera:

Armature Sezione C-C:

Pali:

- gabbia 1 (lunghezza = 12 m): 10 \varnothing 16 - staffe \varnothing 8/ passo 30 cm

Puntoni: HE240M in acciaio S235

Cordolo:

- Armatura lato terreno $A's = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato scavo $A_s = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura superiore/inferiore $A_s = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$;
- Armatura a taglio $A_s = \text{Staffa } \Phi 10/300 + \text{spillo } \Phi 10/300 = 7.07 \text{ cm}^2/\text{m}$.
- incidenza totale = 50 kg/m³

12 ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE LUNGO LA PIANA DI SAN VITTORINO

12.1 Premessa

La valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione può essere eseguita con l’ausilio di metodi di tipo storico-empirico (NTC18 §7.11.3.4.3): tali metodi semplificati si basano su risultati di prove in situ quali le penetrometriche statiche, dinamiche o le sismiche a rifrazione. Il fattore di sicurezza F_s di un terreno è per definizione il rapporto tra la capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica CRR (Cyclic Resistance Ratio), e la domanda di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica CSR. Si ha dunque:

$$F_s = CRR / CSR$$

La stima del fattore di sicurezza F_s passa attraverso la valutazione delle due quantità CSR e CRR.

12.2 Metodologia di calcolo

I metodi semplificati differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR. In letteratura sono presenti diverse metodologie che si basano sui risultati delle SPT, delle CPT ovvero delle sismiche:

- Seed & Idriss,
- Tokimatsu & Yoshimi,
- Iwasaki et Al.,

- Monaco e Marchetti,
- Eurocodice 8,
- Idriss e Boulanger,
- Andrus e Stokoe

Nelle verifiche di sicurezza riportate nel presente capitolo si farà riferimento in particolare al **Metodo dell'Eurocodice 8** (ENV 1998-5).

Le indicazioni della normativa europea sono contenute al punto 4.1.3 a cui si aggiungono ulteriori indicazioni che si possono trovare nell'appendice B della parte 5 dell'Eurocodice 8 (ENV 1998-5). Secondo tale normativa si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando $a_g < 0,15$ e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 10% e resistenza $N_{1,60} > 20$
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati*. Lo sforzo ciclico di taglio **CSR** viene valutato con l'espressione semplificata:

$$CSR = 0,65 \frac{a_g}{g} S \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{MSF} \quad (A 8.0)$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1 $S (M > 5,5)$	Spettri di Tipo 2 $S (M \leq 5,5)$
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

Tabella 12-1 - Coefficienti di profilo stratigrafico

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** consigliato dalla normativa è quello di **Ambraseys**.

Magnitudo	Seed H.B. & Idriss I.M. (1982)	Ambraseys N.N (1988).	NCEER (Seed R. B. et alii) (1997; 2003)
5,5	1,43	2,86	2,21
6,0	1,32	2,20	1,77
6,5	1,19	1,69	1,44
7,0	1,08	1,30	1,19
7,5	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,67	0,84
8,5	0,89	0,44	0,73

Tabella 12-2 - Fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove **SPT** la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di **Blake**, 1997:

$$CRR = \frac{0,04844 - 0,004721(N_{1,60})_{cs} + 0,0006136[(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673[(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248(N_{1,60})_{cs} + 0,009578[(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285[(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714[(N_{1,60})_{cs}]^4} \quad (B) \quad 8.1)$$

Il valore di $N_{1,60}$ misurato in sabbie limose può essere trasformato in una resistenza equivalente $(N_{1,60})_{cs}$ dove con “cs” si indica “sabbie pulite”. Tale valore viene valutato con il metodo proposto da **Youd e Idriss (1997)** e raccomandato dal **NCEER**:

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60} \quad (C) \quad 8.2)$$

dove $N_{1,60}$ è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice N_m (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova **SPT** rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$N_{1,60} = C_N C_E N_m \quad (D.1) \quad 8.3a)$$

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma_{vo}} \right)^{0,5} \quad (D.2) \quad 8.3b)$$

$$C_E = \frac{ER}{60} \quad (D.3) \quad 8.3c)$$

dove ER è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato.

Attrezzatura	C_E
Safety Hammer	0,7÷1,2

Donut Hammer (USA)	0,5÷1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1÷1,4
Automatico-Trip Hammer	0,8÷1,4
(Tipo Donut o Safety)	

Tabella 12-3 - Rendimenti dei sistemi di infissione

I parametri α e β , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

- $\alpha = 0$ per FC $\leq 5\%$
- $\alpha = \exp[1,76 - (190 / FC^2)]$ per $5\% < FC \leq 35\%$
- $\alpha = 5$ per FC $> 35\%$

- $\beta = 1,0$ per FC $\leq 5\%$
- $\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$ per $5\% < FC \leq 35\%$
- $\beta = 1,2$ per FC $> 35\%$

Un indice rappresentativo del rischio di liquefazione, applicabile ai metodi che prevedono il calcolo del fattore di sicurezza, è l’indice del potenziale di liquefazione IL. Iwasaki et Al. (1978) suggerisce la seguente procedura:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

$$F(z) = \begin{cases} 1 - F_s(z) & \text{per } F_s \leq 1.0 \\ 0.0 & \text{per } F_s > 1.0 \end{cases}$$

$$w(z) = 10^{-10} \cdot \left(\frac{z}{z_{crit}} \right)$$

$z_{crit} = 20\text{m}$; z_{crit} è la profondità oltre la quale e da escludersi il fenomeno della liquefazione. In base al valore di PL è possibile fornire un’indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella:

Valore I_L	Rischio di Liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$I_L \geq 15$	Molto alto

Tabella 12-4 - Rischio di liquefazione Iwasaki et Al. (1978)

12.3 Risultati

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche. Il calcolo è stato eseguito con l’ausilio del software **Liquiter** di **Geostru** adottando dati di input in accordo ai contenuti della relazione geologica.

DATI GENERALI

Data 30/09/2022
 Normativa: Norme Tecniche Costruzioni 2018, Decreto 17 Gen. 2018

Fattore sicurezza normativa 1

FALDA
 Profondità falda idrica 4 m

DATI SISMICI

Accelerazione Bedrock 0.337
 Fattore amplificazione 2.415

Tipo Suolo: C-Sabbie, ghiaie mediamente addensate, argille di media consistenza Vs30=180-360

Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1.211687

Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1

Magnitudo momento sismico (Mw) 5.5

Distanza epicentro 50 Km

Peak ground acceleration (PGA) 0.4083385

PARAMETRI GEOTECNICI

Strato Nr	Descrizione	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unit� volume (KN/mc)	Peso unit� volume saturo (KN/mc)	Numero colpi medio (Nspt)	D50 granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza attrito laterale fs (KPa)	Velocit� onde di taglio Vs (m/s)
1		0	4	19	19	4	0	0	0	0
2		4	8	19	19	10	0	0	0	0
3		8	20	19	19	20	0	0	0	0

Energy Ratio (ER) 0.75

Correzione per ER (CE) 1.3

Correzione per la magnitudo (MSF) 2.86

Nr.	Profondit� dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Correzione per la pressione litostatica efficace (CN)	Numero colpi corretto (N1,60)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza Fs	Suscettibilit� di liquefazione	Probabilit� di liquefazione (%)

1	4.20	79.800	77.839	1.133	14.168	0.968	0.155	0.076	2.033	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	3.850
2	4.40	83.600	79.677	1.120	14.004	0.966	0.153	0.078	1.967	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	4.248
3	4.60	87.400	81.516	1.108	13.845	0.965	0.151	0.079	1.906	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	4.661
4	4.80	91.200	83.355	1.095	13.691	0.963	0.149	0.081	1.850	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	5.088
5	5.00	95.000	85.193	1.083	13.543	0.962	0.148	0.082	1.799	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	5.527
6	5.20	98.800	87.032	1.072	13.399	0.960	0.146	0.083	1.751	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	5.978
7	5.40	102.600	88.871	1.061	13.260	0.959	0.145	0.085	1.707	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	6.440
8	5.60	106.400	90.709	1.050	13.125	0.957	0.143	0.086	1.666	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	6.912
9	5.80	110.200	92.548	1.039	12.994	0.956	0.142	0.087	1.627	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	7.394
10	6.00	114.000	94.387	1.029	12.866	0.954	0.140	0.088	1.591	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	7.883
11	6.20	117.800	96.225	1.019	12.743	0.953	0.139	0.089	1.557	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	8.380
12	6.40	121.600	98.064	1.010	12.623	0.951	0.138	0.090	1.526	TERRENO_ NON_SUSCETTIBILE_D I_LIQUEFAZIONE_RES "	8.884

										ZIONE_RES "	
13	6.60	125.40 0	99.903	1.000	12.506	0.950	0.137	0.091	1.496	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	9.394
14	6.80	129.20 0	101.74 1	0.991	12.393	0.948	0.135	0.092	1.467	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	9.910
15	7.00	133.00 0	103.58 0	0.983	12.282	0.946	0.134	0.093	1.441	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	10.430
16	7.20	136.80 0	105.41 9	0.974	12.175	0.945	0.133	0.094	1.415	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	10.954
17	7.40	140.60 0	107.25 7	0.966	12.070	0.943	0.132	0.095	1.391	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	11.481
18	7.60	144.40 0	109.09 6	0.957	11.968	0.942	0.131	0.095	1.369	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	12.011
19	7.80	148.20 0	110.93 5	0.949	11.868	0.940	0.130	0.096	1.347	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	12.543
20	8.00	152.00 0	112.77 3	0.942	11.771	0.939	0.129	0.097	1.326	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	13.076
21	8.20	155.80 0	114.61 2	0.934	23.352	0.937	0.260	0.098	2.663	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	1.704
22	8.40	159.60 0	116.45 1	0.927	23.167	0.936	0.257	0.098	2.619	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	1.793
23	8.60	163.40 0	118.28 9	0.919	22.986	0.934	0.255	0.099	2.578	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	1.882

24	8.80	167.20 0	120.12 8	0.912	22.810	0.933	0.252	0.099	2.538	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	1.972
25	9.00	171.00 0	121.96 7	0.905	22.637	0.931	0.250	0.100	2.501	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.063
26	9.20	174.80 0	123.80 5	0.899	22.468	0.928	0.248	0.100	2.469	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.146
27	9.40	178.60 0	125.64 4	0.892	22.303	0.923	0.246	0.100	2.445	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.210
28	9.60	182.40 0	127.48 3	0.886	22.142	0.918	0.244	0.101	2.422	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.273
29	9.80	186.20 0	129.32 1	0.879	21.984	0.912	0.242	0.101	2.401	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.335
30	10.00	190.00 0	131.16 0	0.873	21.829	0.907	0.240	0.101	2.381	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.395
31	10.20	193.80 0	132.99 9	0.867	21.678	0.902	0.238	0.101	2.362	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.453
32	10.40	197.60 0	134.83 7	0.861	21.530	0.896	0.236	0.101	2.344	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.509
33	10.60	201.40 0	136.67 6	0.855	21.384	0.891	0.234	0.101	2.328	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.564
34	10.80	205.20 0	138.51 5	0.850	21.242	0.886	0.232	0.100	2.312	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.617
35	11.00	209.00 0	140.35 4	0.844	21.102	0.880	0.231	0.100	2.297	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA	2.668

										ZIONE_RES "	
36	11.20	212.80 0	142.19 2	0.839	20.965	0.875	0.229	0.100	2.283	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.718
37	11.40	216.60 0	144.03 1	0.833	20.831	0.870	0.227	0.100	2.270	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.765
38	11.60	220.40 0	145.87 0	0.828	20.699	0.864	0.226	0.100	2.258	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.811
39	11.80	224.20 0	147.70 8	0.823	20.570	0.859	0.224	0.100	2.246	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.855
40	12.00	228.00 0	149.54 7	0.818	20.443	0.854	0.223	0.100	2.235	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.897
41	12.20	231.80 0	151.38 6	0.813	20.319	0.848	0.221	0.099	2.225	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.937
42	12.40	235.60 0	153.22 4	0.808	20.197	0.843	0.220	0.099	2.216	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	2.975
43	12.60	239.40 0	155.06 3	0.803	20.076	0.838	0.219	0.099	2.207	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.012
44	12.80	243.20 0	156.90 2	0.798	19.958	0.832	0.217	0.099	2.198	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.046
45	13.00	247.00 0	158.74 0	0.794	19.843	0.827	0.216	0.099	2.191	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.078
46	13.20	250.80 0	160.57 9	0.789	19.729	0.822	0.215	0.098	2.184	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.109

47	13.40	254.60 0	162.41 8	0.785	19.617	0.816	0.213	0.098	2.177	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.138
48	13.60	258.40 0	164.25 6	0.780	19.506	0.811	0.212	0.098	2.171	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.164
49	13.80	262.20 0	166.09 5	0.776	19.398	0.806	0.211	0.097	2.165	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.189
50	14.00	266.00 0	167.93 4	0.772	19.292	0.800	0.210	0.097	2.160	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.212
51	14.20	269.80 0	169.77 2	0.767	19.187	0.795	0.209	0.097	2.155	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.233
52	14.40	273.60 0	171.61 1	0.763	19.084	0.790	0.207	0.096	2.151	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.253
53	14.60	277.40 0	173.45 0	0.759	18.983	0.784	0.206	0.096	2.147	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.270
54	14.80	281.20 0	175.28 8	0.755	18.883	0.779	0.205	0.096	2.144	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.286
55	15.00	285.00 0	177.12 7	0.751	18.784	0.774	0.204	0.095	2.141	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.300
56	15.20	288.80 0	178.96 6	0.748	18.688	0.768	0.203	0.095	2.138	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.312
57	15.40	292.60 0	180.80 4	0.744	18.592	0.763	0.202	0.095	2.136	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.322
58	15.60	296.40 0	182.64 3	0.740	18.499	0.757	0.201	0.094	2.134	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA	3.330

										ZIONE_RES "	
59	15.80	300.20 0	184.48 2	0.736	18.406	0.752	0.200	0.094	2.133	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.337
60	16.00	304.00 0	186.32 0	0.733	18.315	0.747	0.199	0.093	2.131	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.342
61	16.20	307.80 0	188.15 9	0.729	18.225	0.741	0.198	0.093	2.131	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.346
62	16.40	311.60 0	189.99 8	0.725	18.137	0.736	0.197	0.092	2.130	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.348
63	16.60	315.40 0	191.83 6	0.722	18.050	0.731	0.196	0.092	2.130	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.348
64	16.80	319.20 0	193.67 5	0.719	17.964	0.725	0.195	0.092	2.131	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.346
65	17.00	323.00 0	195.51 4	0.715	17.879	0.720	0.194	0.091	2.131	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.343
66	17.20	326.80 0	197.35 2	0.712	17.796	0.715	0.193	0.091	2.132	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.339
67	17.40	330.60 0	199.19 1	0.709	17.714	0.709	0.192	0.090	2.134	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.333
68	17.60	334.40 0	201.03 0	0.705	17.632	0.704	0.192	0.090	2.135	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.325
69	17.80	338.20 0	202.86 8	0.702	17.552	0.699	0.191	0.089	2.137	TERRENO_ NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.316

70	18.00	342.00 0	204.70 7	0.699	17.473	0.693	0.190	0.089	2.139	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.305
71	18.20	345.80 0	206.54 6	0.696	17.395	0.688	0.189	0.088	2.142	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.293
72	18.40	349.60 0	208.38 4	0.693	17.318	0.683	0.188	0.088	2.145	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.280
73	18.60	353.40 0	210.22 3	0.690	17.242	0.677	0.187	0.087	2.148	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.265
74	18.80	357.20 0	212.06 2	0.687	17.168	0.672	0.187	0.087	2.152	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.249
75	19.00	361.00 0	213.90 0	0.684	17.094	0.667	0.186	0.086	2.155	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.232
76	19.20	364.80 0	215.73 9	0.681	17.021	0.661	0.185	0.086	2.160	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.214
77	19.40	368.60 0	217.57 8	0.678	16.949	0.656	0.184	0.085	2.164	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.194
78	19.60	372.40 0	219.41 6	0.675	16.877	0.651	0.183	0.085	2.169	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.173
79	19.80	376.20 0	221.25 5	0.672	16.807	0.645	0.183	0.084	2.174	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.151
80	20.00	380.00 0	223.09 4	0.670	16.738	0.640	0.182	0.083	2.179	TERRENO_... NON_SUSC ETTIBILE_D I_LIQUEFA ZIONE_RES "	3.127

▪ **IPL (Iwasaki) = 0**

- **Zcrit = 20 m**
- **Rischio = Molto basso**

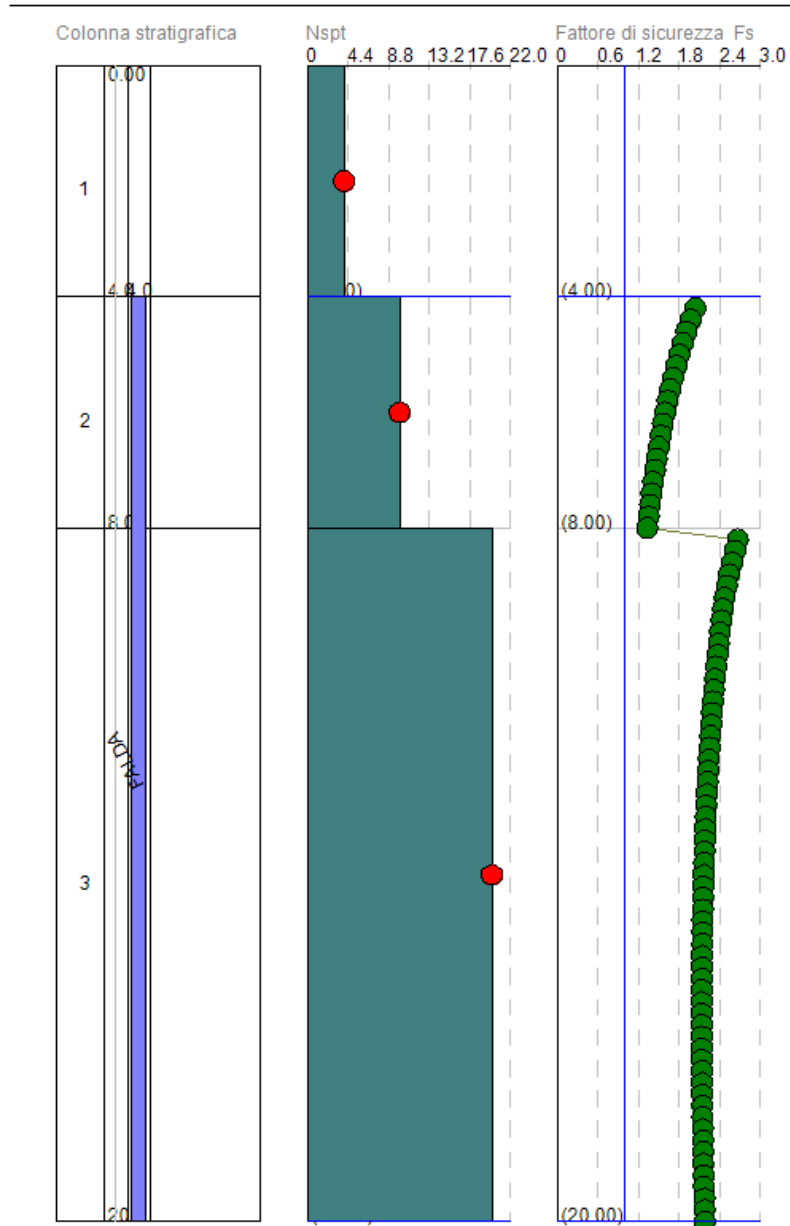


Figura 12-1 – Coefficiente di sicurezza FS