



COMUNE DI RIMINI

Settore Infrastrutture e Qualità Ambientale

U.O. Infrastrutture

Ordinanza N. 13/2023 del Commissario Straordinario alla Ricostruzione nel Territorio delle Regioni Emilia-Romagna, Toscana e Marche

MESSA IN SICUREZZA DELLA FRANA DI VIA MARIGNANO E CONSOLIDAMENTO DELLA SCARPATA STRADALE

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

Relazione Sismica e sulle strutture

Elab. C

Progettista Generale

Ing. Massimo Paganelli

Collaboratori esterni

Ing. Fabio Campedelli

Geom. Mauro Cappellini

Geol. Paolo Ciacci

Responsabile Unico di Progetto

Ing. Alberto Dellavalle

Collaboratori interni

Ing. Pierpaolo Messina

Ing. Enrico Miani

Geom. Danilo Vincenzi



Comune di Rimini

DIPARTIMENTO TERRITORIO

SETTORE INFRASTRUTTURE

MOBILITA' E QUALITÀ AMBIENTALE

**MESSA IN SICUREZZA FRANA VIA MARIGNANO,
CONSOLIDAMENTO DELLA SCARPATA
STRADALE, RISAGOMATURA DELLA SEDE
STRADALE.**

CUP: C99J23000330002

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

Fascicolo

C

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

**Il Progettista
delle opere
strutturali**

ING. FABIO CAMPEDELLI

Elaborato redatto ai sensi di quanto indicato dall'Allegato I.7 ("Contenuti minimi del quadro esigenziale, del documento di fattibilità delle alternative progettuali, del documento di indirizzo della progettazione, del progetto di fattibilità tecnica ed economica e del progetto esecutivo") del Decreto legislativo 31 marzo 2023, n. 36 ("Codice dei contratti pubblici in attuazione dell'articolo 1 della legge 21 giugno 2022, n. 78, recante delega al Governo in materia di contratti pubblici").

Sommario

PUNTO A) DESCRIZIONE DEL CONTESTO URBANO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE, IDROGEOLOGICHE E GEOFISICHE DEL SITO OGGETTO DI INTERVENTO.....	9
a.1. Descrizione del contesto urbano	9
a.2. Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento	16
a.2.1. Analisi Geologica	16
a.2.1.1. Ubicazione e contesto geomorfologico	16
a.2.1.2. Modello geologico dell'area	20
a.2.1.3. Studio fotogeologico	23
a.2.1.4. Idrografia e Idrogeologia.....	27
a.2.1.3. Considerazioni in relazione agli esiti dei rilievi piezometrici svolti.....	30
a.2.2. Indagini geognostiche	31
a.2.2.1. Prove penetrometriche statiche CPT	32
a.2.2.2. Sondaggi meccanici a carotaggio continuo.....	38
a.2.2.3. Sondaggi meccanici a distribuzione di nucleo e installazione piezometri	44
a.2.2.4. Indagini in laboratorio	51
a.2.3. Stratigrafia e caratteristiche litologiche e meccaniche medie.....	56
a.2.3. Monitoraggio inclinometri.....	60
a.2.1.3. Tipologia della strumentazione.....	60
a.2.1.3. Risultati della campagna inclinometrica	61
a.3. Caratteristiche geofisiche del sito oggetto di intervento	66
a.3.1. Prospezioni sismiche	67
a.3.2. Velocità equivalente delle onde di taglio Vseq	77
a.4. Considerazioni finali della Relazione Geologica.....	78
PUNTO B) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	82
b.1. Contenuti del progetto stradale.....	82
b.2. Contenuti del progetto strutturale	83
b.3. Tipologia di intervento.....	84
b.4. Motivazioni che hanno indotto la scelta della tipologia strutturale adottata.....	84
b.5. Destinazioni d'uso.....	85
PUNTO C) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI.....	85
c.1. Norme di riferimento cogenti.....	85
c.2. Altre norme e documenti tecnici integrativi.....	86
PUNTO D) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E ALTRE AZIONI SULL'OPERA DI SOSTEGNO IN PROGETTO	88
d.1. Vita Nominale delle opere in progetto.....	88
d.2. Classi d'Uso delle opere in progetto	89
d.3. Periodi di riferimento per l'azione sismica relativi alle opere in progetto.....	89

d.4.	Ubicazione del sito oggetto di intervento: coordinate geografiche	89
d.5.	Zona sismica nell'ambito della quale si colloca l'area oggetto di intervento	90
d.6.	Categoria del sottosuolo	93
d.7.	Categoria topografica e amplificazione topografica.....	93
d.8.	Parametri di pericolosità sismica del sito.....	95
d.8.1.	Stato Limite di Operatività - SLO	98
d.8.2.	Stato Limite di Danno - SLD	100
d.8.3.	Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV.....	102
d.8.4.	Stato Limite di Collasso - SLC	104
d.9.	Azioni considerate sulle opere in progetto.....	106
d.9.1.	Riferimenti Legislativi	106
d.9.2.	Carico di neve	106
d.9.4.	Azione relative all'asse stradale (riferimento a ponti stradali)	108
PUNTO E) DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE.....		111
e.1.	Requisiti di resistenza meccanica.....	111
e.1.1.	Calcestruzzi.....	111
e.1.2.	Acciaio per conglomerato cementizio armato	113
e.2.	Requisiti di durabilità considerati	114
e.2.1.	Classi di esposizione dei conglomerati cementizi.....	115
e.2.2.	Copriferri elementi in conglomerato cementizio armato	116
e.2.3.	Messa a terra di armature metalliche.....	124
e.3.	Classi di consistenza conglomerati cementizi	125
PUNTO F) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE		126
f.1.	Classe di duttilità - CD	126
f.2.	Regolarità in pianta ed in alzato	126
f.3.	Tipologia strutturale	127
f.4.	Fattore di comportamento – q.....	127
f.5.	Stati limite indagati.....	127
f.6.	Modellazione delle azioni.....	128
f.7.	Giunti di separazione fra strutture contigue.....	129
f.8.	Criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti.....	129
f.9.	Requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni	129
f.10.	Vincolamenti interni e/o esterni.....	129
f.11.	Schemi statici adottati	129
PUNTO G) INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI		130
g.1.	Coefficienti parziali per le azioni	131
g.2.	Coefficienti di combinazione	132
g.3.	Condizioni di carico.....	132
g.4.	Combinazioni di carico.....	132
g.5.	Coefficienti parziali relativi ai materiali impiegati	132

PUNTO H) INDICAZIONE MOTIVATA DEL METODO DI ANALISI SEGUITO	133
PUNTO I) CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI, IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA	133
i.1. Stati limite ultimi	134
i.2. Stati limite di esercizio	135
PUNTO J) RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE PIÙ SIGNIFICATIVE.....	135
j.1. Modelli di calcolo.....	135
j.2. Sollecitazioni	139
j.3. Sintesi delle verifiche di sicurezza del pendio	145
j.4. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	148
PUNTO K) AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	148
k.1. SISMICAD 12.22.....	149
k.2. PAC.16 vers. 16.02 C	158
k.3. SSAP 2010 release 5.2.2 - 2023	159
k.3.1. Generalità.....	160
k.3.2. Metodi di calcolo	161
k.3.4. Modellazione del pendio	162
k.3.5. Modulo gestione acquiferi	164
k.3.6. Visualizzazione grafica pendii e superfici	167
k.3.7. Sistema di aiuto contestuale	167
k.3.8. Reporting.....	168
k.3.9. Autore del software	168
PUNTO L) STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE: FASI DI REALIZZAZIONE DELL'OPERA.....	169
PUNTO M) VALUTAZIONI IN MERITO ALLE MODALITÀ DI INSTALLAZIONE DELLA STRUTTURA IN PROGETTO	171
PUNTO N) PROGETTAZIONE PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI	180
n.1. Dimensionamento delle armature e verifica del muro di sostegno a margine della bretella di raccordo	180
n.1.1. Individuazione delle spinte sulla parete generate dalla sovrastruttura stradale	180
n.1.2. Individuazione delle spinte sulla parete generate dai carichi mobili distribuiti uniformemente sulla superficie viabile	181
n.1.3. Individuazione delle spinte sulla parete generate dai carichi mobili concentrati (tandem).....	182
n.1.4. Individuazione delle spinte generate dall'impatto di veicoli	184
n.1.5. Dimensionamento armature muro in c.a.....	185
n.2. Dimensionamento e verifica degli elementi della paratia nella porzione interessata dalla bretella di raccordo	189
n.2.1. Individuazione delle spinte sulla paratia	192
n.2.2. Verifica di resistenza dei pali	206
n.2.3. Progettazione delle armature della trave di correa	210

n.3. Dimensionamento e verifica degli elementi della paratia ai piedi della scarpata di Via Marignano	213
n.3.1. Individuazione delle spinte sulla paratia	213
n.3.2. Verifica di resistenza dei pali	224
n.3.3. Progettazione delle armature della trave di correa	227

PREMESSA

In ossequio a quanto disposto dal Decreto legislativo 31 marzo 2023, n. 36 (*"Codice dei contratti pubblici in attuazione dell'articolo 1 della legge 21 giugno 2022, n. 78, recante delega al Governo in materia di contratti pubblici"*), e con attenzione alle indicazioni fornite dalla Delibera di Giunta Regionale n. 1373 del 26.09.2011 (*"Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1, e dell'art. 4, comma 1, della L.R. n. 19 del 2008"*), tenuto conto del livello di progettazione cui si fa riferimento, il presente elaborato è diretto a specificare, in maniera unitaria, chiara e sintetica, gli elementi essenziali che illustrano le modalità secondo le quali è stato elaborato il progetto in argomento, con particolare riguardo per le strutture ed all'indicazione delle motivazioni delle scelte effettuate, in modo tale da delinearne l'efficienza e l'efficacia rispetto agli obiettivi indicati dall'Amministrazione Comunale.

Inoltre, allo scopo di evidenziare la fattibilità dell'intervento, si è avuta cura di dettagliare le diverse fasi di realizzazione delle opere attraverso un approfondimento in merito alla gestione del cantiere.

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

In ossequio a quanto disposto dalla Delibera di Giunta Regionale n.1373 del 26.09.2011, assunta a riferimento per l'individuazione dei contenuti minimi della presente relazione, la medesima è stata redatta in maniera tale da fornire, unitariamente, per il livello di progettazione di fattibilità, gli elementi essenziali utili ad illustrare, in modo chiaro e sintetico, le modalità con le quali lo Scrivente ha elaborato il progetto strutturale per la messa in sicurezza di Via Marignano, a Rimini (RN), in una porzione del tratto compreso fra Via Consorziale e la Strada Provinciale n. 69 "Santa Cristina" in corrispondenza del quale, allo stato attuale, risulta attivo un movimento franoso tale da compromettere la stabilità della sede viabile e la fruizione in sicurezza della medesima.

PUNTO a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO URBANO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE, IDROGEOLOGICHE E GEOFISICHE DEL SITO OGGETTO DI INTERVENTO

a.1. Descrizione del contesto urbano

Il progetto, descritto dettagliatamente nell'ambito dei paragrafi che seguono, prevede la realizzazione di una paratia filtrante con pali in c.a. di medio diametro funzionale alla messa in sicurezza di Via Marignano, a Rimini (RN), in una porzione del tratto compreso fra Via Consorziale e la Strada Provinciale n. 69 "Santa Cristina" in corrispondenza del quale, da diversi anni, risulta essere in atto un movimento franoso tale compromettere la stabilità del locale versante e, conseguentemente, della sede viabile, con il conseguente insorgere di irregolarità nella medesima tali da essere di pregiudizio per l'incolumità dei fruitori dell'asse stradale.

La zona interessata dai fenomeni di dissesto e dall'intervento in epigrafe è individuata dalle seguenti coordinate geografiche medie:

Nel sistema World Geodetic System 1984 (WGS84):

- Latitudine WGS84: 43,982413^d (N 43° 58' 57")
- Longitudine WGS84: 12, 477546^d (E 12° 28' 39")

Nel sistema European Datum 1950 (ED50) si ha, invece:

- Latitudine ED50: 43,9834^d (N 43° 59' 00")
- Longitudine ED50: 12,4785^d (E 12° 28' 43")

Nel dettaglio, gli estremi della porzione di asse stradale oggetto di intervento sono individuati dalla coordinate geografiche di seguito indicate:

Punto 1:

Nel sistema World Geodetic System 1984 (WGS84):

- Latitudine WGS84: 43,982063^d (N 43° 58' 55'')
- Longitudine WGS84: 12,476661^d (E 12° 28' 36'')

Nel sistema European Datum 1950 (ED50) si ha, invece:

- Latitudine ED50: 43,9830^d (N 43° 58' 59'')
- Longitudine ED50: 12,4785^d (E 12° 28' 43'')

Punto 2:

Nel sistema World Geodetic System 1984 (WGS84):

- Latitudine WGS84: 43,982723^d (N 43° 58' 58'')
- Longitudine WGS84: 12,478236^d (E 12° 28' 42'')

Nel sistema European Datum 1950 (ED50) si ha, invece:

- Latitudine ED50: 43,9837^d (N 43° 59' 01'')
- Longitudine ED50: 12,4792^d (E 12° 28' 45'')

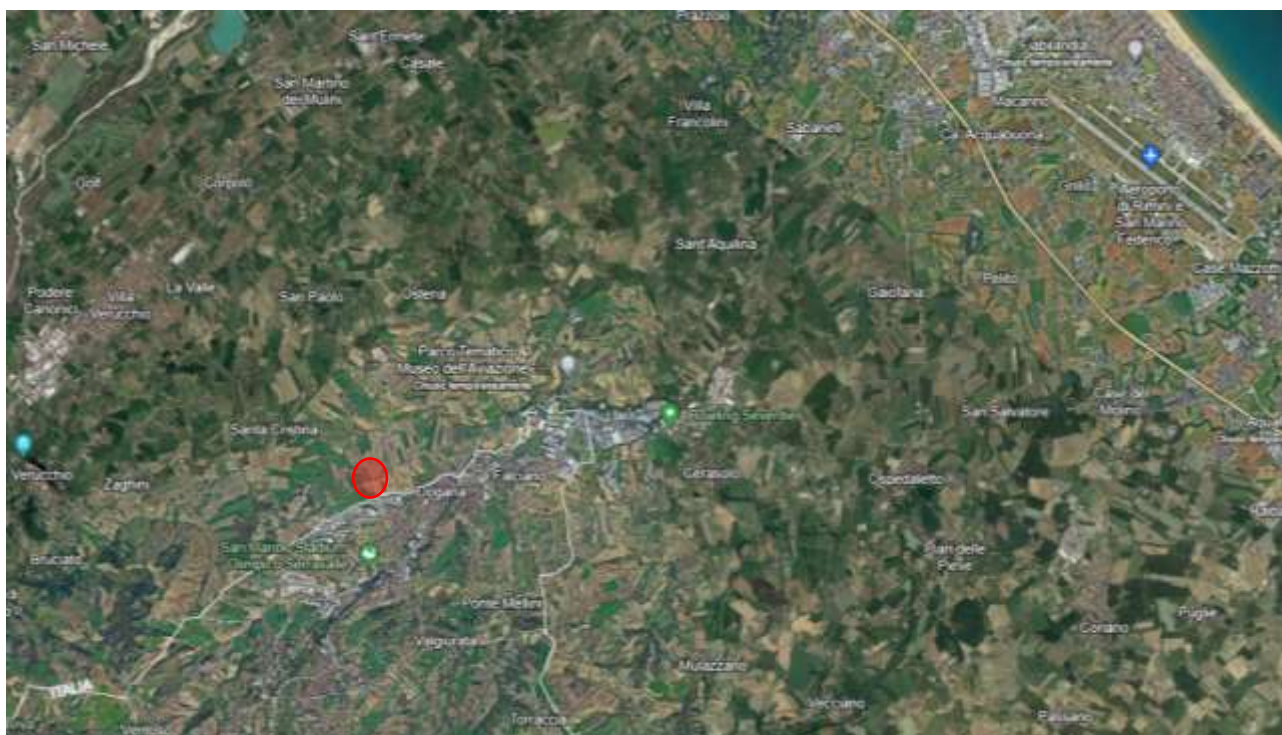


Figura 1 – Individuazione, tramite un circoletto di colore rosso, dell'area interessata dalla realizzazione della paratia in progetto rispetto al contesto dei territori del Comune di Rimini (in alto a destra) ed della Repubblica di San Marino (in basso a sinistra).



Figura 2 – Individuazione, tramite un'ellisse di colore rosso, dell'area interessata dalla realizzazione della paratia in progetto: dettaglio.



Figura 3 – Individuazione dei punti di estremità del tratto oggetto di intervento.



Figura 6 – Stato del tratto stradale in oggetto precedentemente all'intervento di messa in sicurezza temporanea del luglio 2023. A destra, il versante lato Nord. A sinistra, il versante lato Sud.



Figura 7 – Stato del tratto stradale in oggetto precedentemente all'intervento di messa in sicurezza temporanea del luglio 2023. A destra, il versante lato Nord; a sinistra, il versante lato Sud.



Figura 8 – Stato del tratto stradale in oggetto antecedentemente all'intervento di messa in sicurezza temporanea del luglio 2023. A destra, il versante lato Nord; a sinistra, il versante lato Sud.



Figura 9 – Stato del tratto stradale in oggetto durante l'intervento di messa in sicurezza temporanea del luglio 2023 consistente nel ripristino della sovrastruttura stradale. A destra, il versante lato Nord; a sinistra, il versante lato Sud.



Figura 10 – Stato del tratto stradale in oggetto durante l'intervento di messa in sicurezza temporanea del luglio 2023 consistente nel ripristino della sovrastruttura stradale. A destra, il versante lato Nord. A sinistra, il versante lato Sud.



Figura 11 – Stato del tratto stradale in oggetto durante l'intervento di messa in sicurezza temporanea del luglio 2023 consistente nel ripristino della sovrastruttura stradale. Sullo sfondo, il versante lato San Marino.

a.2. Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento

In ragione della tipologia dell'opera da realizzare, è stato necessario procedere all'esecuzione di uno studio approfondito delle caratteristiche dei terreni presenti nella zona di Via Marignano interessata dall'intervento di messa in sicurezza.

Al fine di caratterizzare geotecnicamente l'area, l'Amministrazione Comunale di Rimini ha affidato formale incarico al Dott. Geol. Paolo Ciacci di Sassofeltrio (RN), iscritto al n. 687 dell'Ordine dei Geologi della Regione Marche ed iscritto al n. 1413 del Collegio dei Geometri della Provincia di Pesaro e Urbino, per l'esecuzione dell'indagine geognostica e la redazione della relazione geologica.

Lo studio, iniziato nel 2015 e terminato nel Dicembre del 2023, si è svolto con riferimento a quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (prima del 2008 e poi del 2018) ed ha avuto le seguenti finalità:

- descrivere il contesto geologico e geomorfologico dell'area;
- definire la stratigrafia ed i caratteri geotecnici orientativi al fine di fornire un supporto nella redazione della relazione geotecnica e nella definizione del modello geotecnico;
- descrivere l'assetto idrogeologico ed eventuali aspetti di vulnerabilità;
- monitorare il movimento franoso.

Sono stati analizzati, quindi, i dati bibliografici e le indagini in sito disponibili afferenti all'area di interesse. Inoltre, sono state eseguite nuove indagini geognostiche. Nel dettaglio, si è proceduto alla realizzazione delle seguenti prove:

- n. 5 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (realizzate nel 2015);
- n. 4 sondaggi meccanici a carotaggio continuo verticale con sonda perforatrice (n. 2 realizzati nel 2015 e n. 2 realizzati nel 2023);
- n. 5 sondaggi meccanici a distruzione di nucleo e installazione di piezometri (realizzati nel 2016);
- indagini di laboratorio su campioni prelevati in sito (effettuate nel 2023).

L'insieme delle indagini svolte ha consentito di caratterizzare adeguatamente l'area di intervento sotto il profilo geotecnico.

a.2.1. Analisi Geologica

a.2.1.1. Ubicazione e contesto geomorfologico

L'area oggetto di studio si colloca nell'entroterra romagnolo ed è inquadrabile geograficamente nella Carta Tecnica della Regione Emilia Romagna alla scala 1:5.000 al Foglio 267 Sezione 021 e geologicamente nella Sezione 267020 – Verucchio della Carta Geologica dell'Appennino Emiliano-Romagnolo a scala 1:10.000.

Il tratto di Via Marignano oggetto di indagine si sviluppa in area di crinale ad una quota altimetrica media di circa 145-150 s.l.m.

I versanti degradano verso Nord e verso Sud. Il versante a Nord, ai piedi del quale scorre il Fosso del Barigello, mostra porzioni con pendenze variabili da 6° a 12°, in cui i tratti più acclivi si rilevano proprio in prossimità del crinale. Diversamente il versante verso Sud, ai piedi del quale scorre il Rio di Marignano, mostra pendenze più regolari e generalmente maggiori, comunque, dell'ordine del di 8°÷13°.

L'aspetto morfologico generale è tipicamente collinare con versanti caratterizzati da acclività variabile in funzione della natura litologica dei terreni. L'area oggetto di studio si colloca in fascia morfologica di bassa collina pliocenica che, nei suoi lineamenti di massima, è caratterizzata da rilievi generalmente ribassati o molto ribassati con versanti moderatamente acclivi. Essi possiedono una maggior acclività dove è rinvenibile una situazione stratigrafica tendenzialmente a reggipoggio ed una condizione di stabilità generalmente discreta, una minore acclività dove la giacitura degli strati presenta una significativa componente a franapoggio, con una minore stabilità d'insieme nonché uno spessore ed estensione maggiori delle coltri instabili. Sovente gli spessori delle coltri di copertura risultano elevate anche dove sono presenti depositi di versante, così come ai piedi dei pendii, ove spesso sono presenti depositi eluvio-colluviali recenti formatisi per accumulo nel tempo.

L'acclività poco pronunciata dei versanti collinari è, pertanto, legata alla litologia dei terreni presenti ed alla loro giacitura in relazione all'azione degli agenti morfogenetici; la prevalente natura argillosa di questi terreni presenta, infatti, un elevato grado di alterabilità e di erodibilità da parte degli agenti atmosferici i quali, attraverso una serie di processi morfogenetici, ne hanno conformato l'aspetto nell'attuale forma.

Il ringiovanimento dei versanti ha originato l'attivazione di movimenti di massa nei terreni a forte componente argillosa o caratterizzati da particolari disturbi di origine tettonica e sui depositi eluvio-colluviali più spessi. Lungo versanti con substrato abbastanza superficiale sono assai diffusi fenomeni di dissesto piuttosto lenti e poco profondi: frane di tipo "colamento" e deformazioni plastiche tipo "creeping". Fenomeni di dissesto dei pendii possono originarsi anche per scalzamento al piede, per infiltrazione di acqua negli interstrati della formazione argillosa superficiale alterata o per smottamenti di sottili lame di terreno e tutto questo incide ancor più dove sono presenti diffuse coperture di deposito di versante. Scivolamenti per scorrimento e/o lungo superfici di interstrato tendono a svilupparsi maggiormente su versanti con stratificazione a franapoggio meno inclinata del pendio.

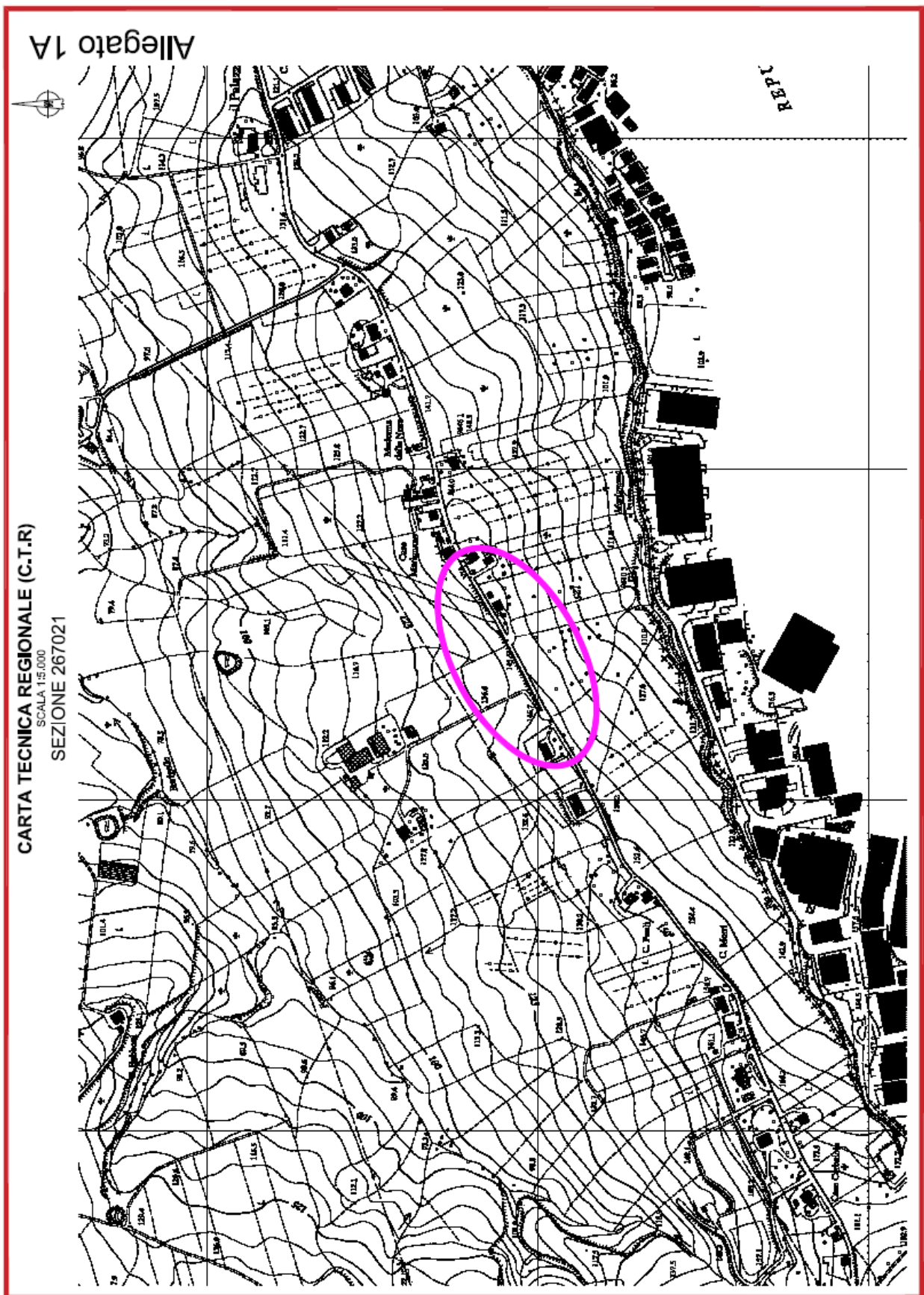


Figura 12 – Carta Tecnica della Regione Emilia-Romagna alla scala 1:5.000 al Foglio 267 Sezione 021.

a.2.1.2. Modello geologico dell'area

Il bordo appenninico esterno e l'attuale fascia costiera sono il prodotto del sistema ad embrici e accavallamenti che regola il sollevamento e lo sviluppo della catena appenninica.

L'intrecciarsi di complessi meccanismi sedimentari e tettonici hanno dato luogo alla formazione di bacini alla fronte e sulla parte retrostante degli accavallamenti traslando con essi all'interno della Avanfossa. Il risultato finale è quello di un consistente impilamento di sedimenti caratteristici della successione sedimentaria plio-pleistocenica della zona di studio.

Il bordo appenninico esterno, nell'ambito del quale ricade l'area in studio e l'avanfossa appenninico-adriatica propriamente detta, iniziano a delinearsi durante il Messiniano migrando nella fascia esterna e trovano il loro massimo sviluppo nel pliocene inferiore quando la tettonogenesi appenninica raggiunge il suo acme e la catena si estende ormai su tutta l'area. Durante il pliocene medio - superiore la distensione, legata all'avanzamento del fronte estensionale tirrenico, comincia ad interessare la parte più interna della catena, mentre i principali fronti compressivi sono ubicati nella fascia romagnolo - marchigiana esterna determinandone il sollevamento e la parziale emersione.

Nel pleistocene inferiore - medio i fronti compressivi migrano in Adriatico. Si hanno movimenti differenziali verticali delle aree che continuano anche nel "Pleistocene glaciale" influenzando lo sviluppo e la tipologia della sedimentazione. Durante tutto il Quaternario l'area marchigiano - romagnola subisce notevoli e ripetuti cambiamenti climatici (glaciazioni); queste variazioni e il progressivo sollevamento originano più generazioni di depositi alluvionali terrazzati visibili nelle vallate dei torrenti locali. L'incisione dei depositi suddetti si realizza progressivamente nel corso dell'Olocene quando il ringiovanimento dei versanti determina il modellamento dei caratteri morfologici attuali. Una ricostruzione del modello geologico generale dell'area è possibile attraverso il rilievo geologico - morfologico di superficie e la consultazione della Carta Geologica della Regione Emilia Romagna.

I terreni costituenti l'ossatura geologica dell'area sono attribuibili alla successione umbro - marchigiano - romagnola. Le unità sono distinte sulla base della Carta Geologica della Regione Emilia Romagna alle quali si riferisce anche la simbologia adottata. A partire dalle unità più antiche si possono distinguere:

Argille Azzurre - Membro delle arenarie di Borello

Litofacies pelitico-arenacea (FAA2p)

Prevalenti argille ed argille marnose grigio-azzurre, siltose, fossilifere, in strati molto sottili e sottili, con livelli di sabbie fini e siltiti, caratterizzate da intensa bioturbazione; rari intervalli pelitico-arenacei, con arenarie giallastre, molto sottili, e $A/P < 1/2$. (*Pliocene inferiore*)

Argille Azzurre - Membro delle arenarie di Borello

Litofacies arenaceo - pelitica (FAA2ap)

Alternanze di argille sabbiose grigie, localmente marnose, fortemente fossilifere, biancastre all'alterazione, e arenarie silicoclastiche grigio-giallastre in livelli sottili e medi, poco cementate, con A/P variabile da 1/2 a 2; talora arenarie prevalenti in strati da spessi a molto spessi, mal definiti, a laminazione inclinata; sono presenti livelli siltosi; le arenarie, solitamente poco cementate presentano nuclei a maggiore cementazione (cogoli). (*Pliocene inferiore*).

I terreni che affiorano nella zona di crinale oggetto di intervento, presentano una successione suddividibile generalmente in tre litotipi differenziati in base alle caratteristiche di alterazione (colore fratturazione) e di quelle geotecniche (grado di compattezza e composizione mineralogica).

A partire dalla superficie, nei tratti non interessati dai dissesti, la successione litostratigrafica locale è rappresentata da una “**Coltre eluvio – colluviale**” argilloso limosa con livelli sabbiosi, di spessore variabile e generalmente considerevole, con spessore via via crescente verso valle, mediamente consistente e caratterizzata da un elevato grado di fratturazione a causa di fenomeni di essiccamento (sovracconsolidazione) legati ai fattori meteorologici e di alterazione chimico-fisica delle acque circolanti; essa è individuabile dal colore ocra e marrone scuro che diviene più chiaro in profondità.

Al di sotto si evidenzia una “**Formazione geologica Alterata e Decompressa**” caratterizzata dai terreni della formazione geologica in posto fortemente alterata e fratturata, di colore grigio. Risultano evidenti le tracce di stratificazione. Si riscontrano fitti livelli sabbiosi di spessore centimetrico fino a profondità di 13 metri nel sondaggio S2 con possibile circolazione idrica. Tale livello sembrerebbe segnare in loco il passaggio dal substrato formazionale FAA2ap al sottostante FAA2p (maggiormente pelitico-argilloso). Anche nei sondaggi effettuati e pregressi (Studio Baistocchi del Marzo 1983) in corrispondenza degli orizzonti di substrato più superficiali si riscontrano frequenti orizzonti fratturati ed alterati.

A seguire si rileva il “**Substrato formazionale integro**” in senso stretto, che per definizione geotecnica risulta duro – molto duro (nel grado di compattezza), molto scuro ed a bassissimo grado di alterazione/ossidazione. Risultano tuttavia evidenti le tracce di stratificazione e, talora, di fratturazione.

I depositi di copertura rilevabili sul versante, conformemente al rilievo della carta geologica scala, 1:10.000 pubblicata dal Servizio Geologico Regionale, sono assimilabili alle seguenti tipologie:

Deposito di frana attiva “a1” (Copertura quaternaria continentale)

Depositi di litotipi argillosi; frane con diversi meccanismi genetici ed evolutivi di diverse tipologie (scorrimento, colamento, rototraslativo, complesso), con evidenze di movimenti in atto o recenti.

Deposito di frana quiescente “a2” (*Copertura quaternaria continentale*)

Depositi di litotipi argillosi; frane con diversi meccanismi genetici ed evolutivi di diverse tipologie (scorrimento, colamento, rototraslativo, complesso), senza evidenze di movimenti in atto o recenti.

Depositi di versante “a3” (*Olocene*)

Materiali eterogenei ed eterometrici, generalmente a matrice limo – argillosa, accumulati per gravità e ruscellamento. (*Copertura Quaternaria*).

In relazione agli andamenti dei contatti stratigrafici fra le Unità FAA2ap ed FAA2p, definibili sia dal rilievo di campagna che da quello fotogeologico e dalla Carta Geologica Regionale, è possibile desumere un assetto giaciturale con immersione verso NE mediamente pari a 10°. Tale pendenza viene sostanzialmente confermata anche dalle tracce di stratificazione rinvenute nelle carote di sondaggio (S1 ed S2), in cui sono state riscontrate pendenze di strato pari a 8°-10°.

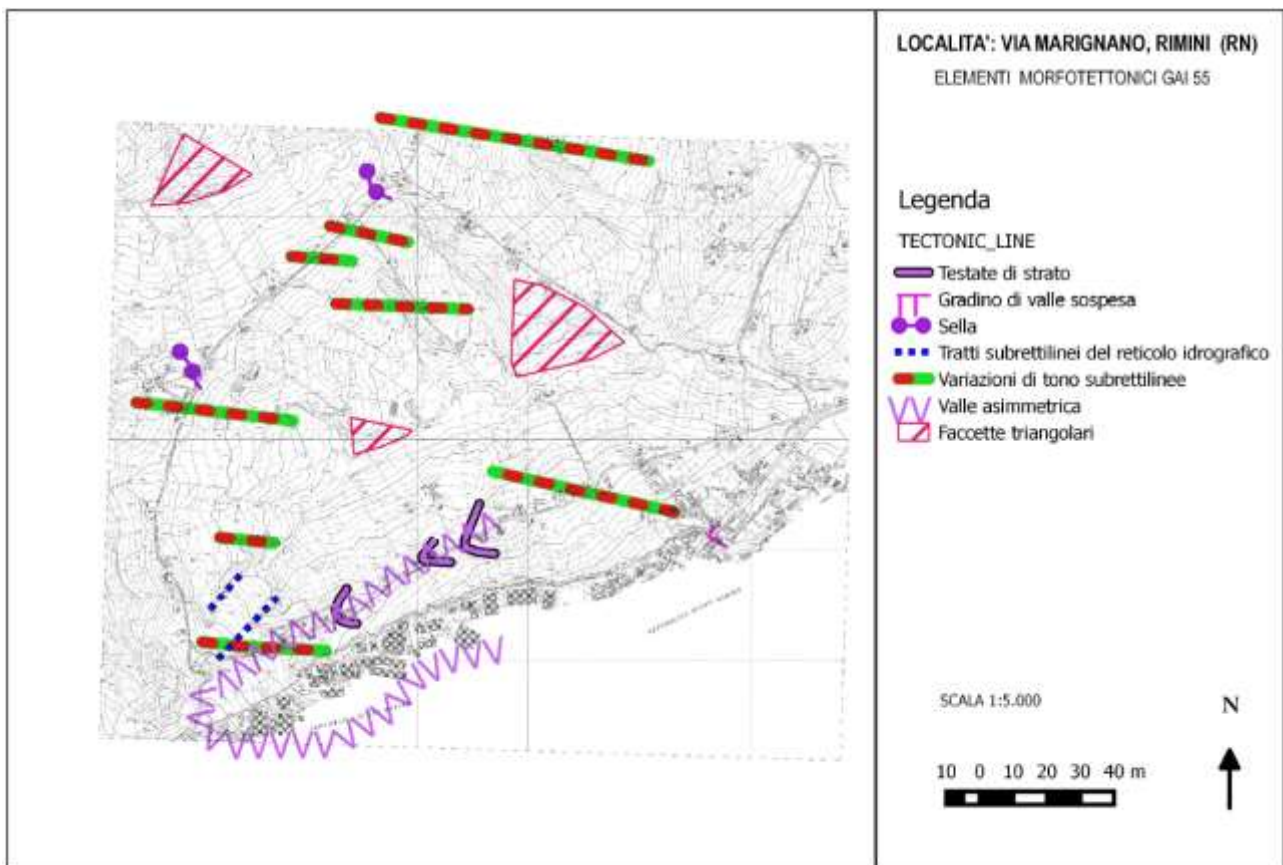


Figura 14 – Tavola “Elementi Morfotettonici GAI 55”.

Questo assetto giaciturale fa sì che lungo il versante settentrionale gli strati si trovino, a tratti, a traverspoggio con componente a franapoggio meno inclinata del pendio o, comunque, molto prossima a quella del pendio. In tale versante i salti morfologici ed i tratti maggiormente ripidi

sembrano imputabili alla presenza di testate di strato maggiormente competenti presenti in prossimità della superficie topografica.

L'evoluzione delle coltri di copertura congiuntamente all'attività idrogeologica locale contribuiscono alla progressiva alterazione ed allentamento delle testate di strato (con sviluppo di fratture di trazione) e degli orizzonti più superficiali del substrato a franapoggio, alimentando congiuntamente i consistenti movimenti gravitativi presenti lungo il versante settentrionale, tant'è che il Fosso Marignano viene deviato dal grande corpo di frana presente al piede del pendio.

Diversamente, lungo il pendio meridionale, come evidenziato anche dalle pendenze maggiori e dai lineamenti morfologici generali, la componente risulta essere a traverpoggio con componete a reggipoggio, la quale dà luogo a pendenze mediamente superiori con scarpate poligeniche in sequenza attribuibili anch'esse a testate di strato maggiormente rilevate e che sovente delimitano locali nicchie di frana.

Anche nell'ambito delle indagini geofisiche (incarico affidato direttamente dal Comune di Rimini alla ditta Soil Investigation S.n.c.), tramite sezioni di sismica a rifrazione ed i profili puntuali di Vs, è possibile individuare possibili "orizzonti guida" sostanzialmente coincidenti con passaggi stratigrafici rappresentativi, coerenti con l'assetto sopra rilevato, in cui tali livelli guida (secondo isovelocità) immergono verso l'estremità dello stendimento longitudinale con pendenze di circa $10\div 11^\circ$, mentre nei profili trasversali si possono riconoscere gradonature nell'andamento dei litotipi più "rigidi", coerentemente all'assetto delle scarpate poligeniche.

Localmente, anche i fossi collettori principali risultano impostati lungo impluvi e percorsi isorientati, in direzione NE, subparalleli alle lineazioni morfologico/strutturali riconducibili ai contatti stratigrafici.

Pertanto, è possibile rilevare come le coltri in dissesto superficiale, nella loro evoluzione, risultino sostanzialmente "guidate" dall'assetto geologico e dai lineamenti strutturali principali, escludendo, di fatto, deformazioni gravitative più profonde di quelle rilevate nell'ambito dei sondaggi eseguiti e del monitoraggio inclinometrico.

a.2.1.3. Studio fotogeologico

L'aspetto di evoluzione geomorfologica spazio-temporale del versante è stato approfondito attraverso uno studio fotogeologico di dettaglio al fine di integrare le evidenze di campagna ed i dati geotecnici ottenuti.

Per lo studio fotogeologico di dettaglio, delle forme e dei processi, sono stati utilizzati i seguenti fotogrammi stereoscopici:

- Volo RER, anno 1976, scala approx 1:13.000, colori;
- Volo Azimut, anno 2003 alla scala approx 1:8.000, colori;
- Volo Agea digitale, anno 2011, colori;
- Volo IGM, anno 1955, B/N.

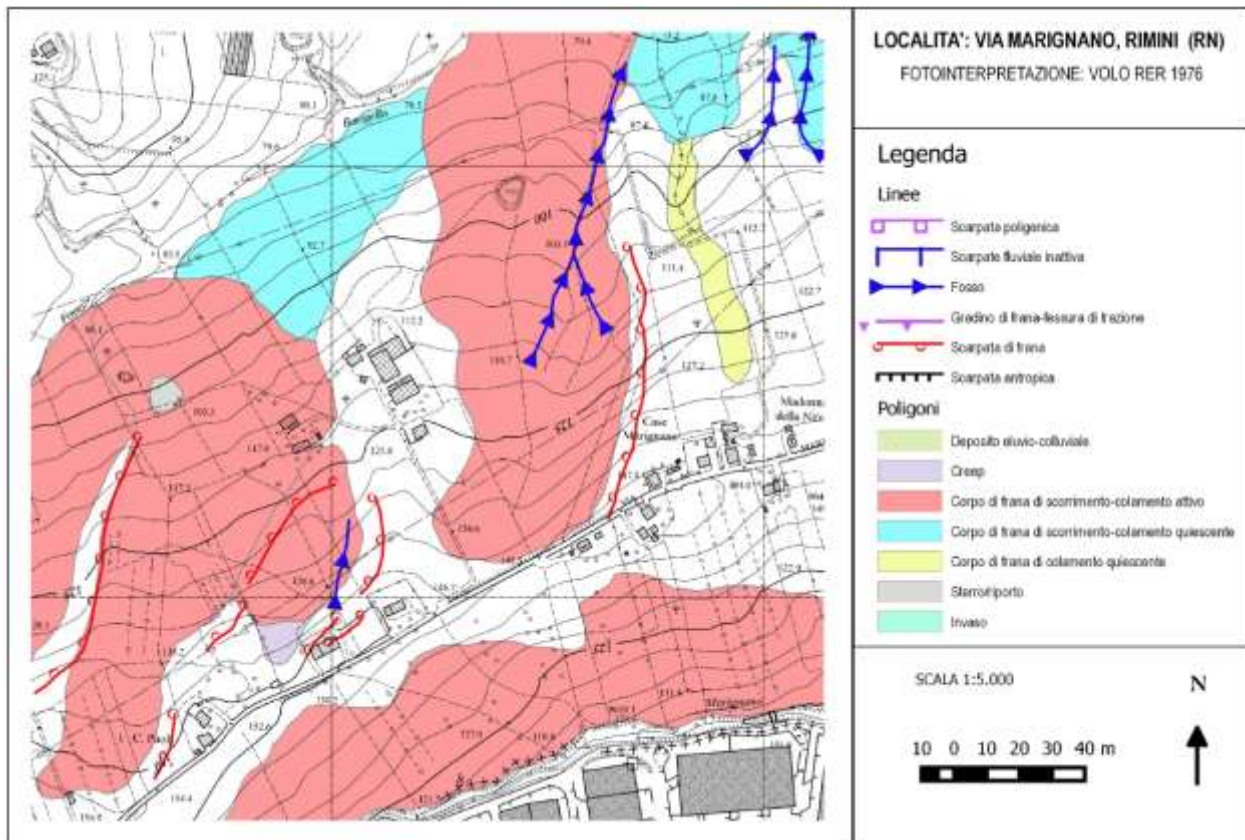


Figura 15 – Studio fotogeologico: volo RER, anno 1975.

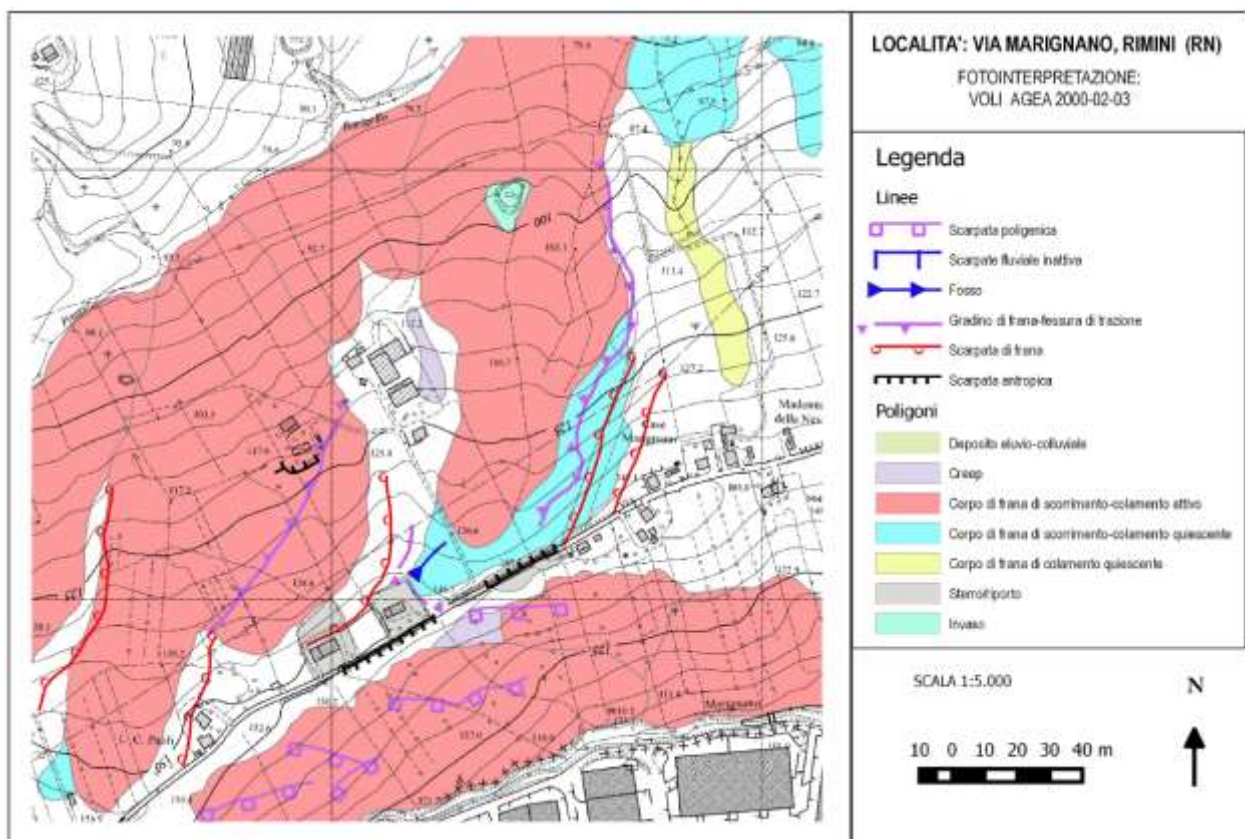


Figura 16 – Studio fotogeologico: volo Azimut, anno 2003.

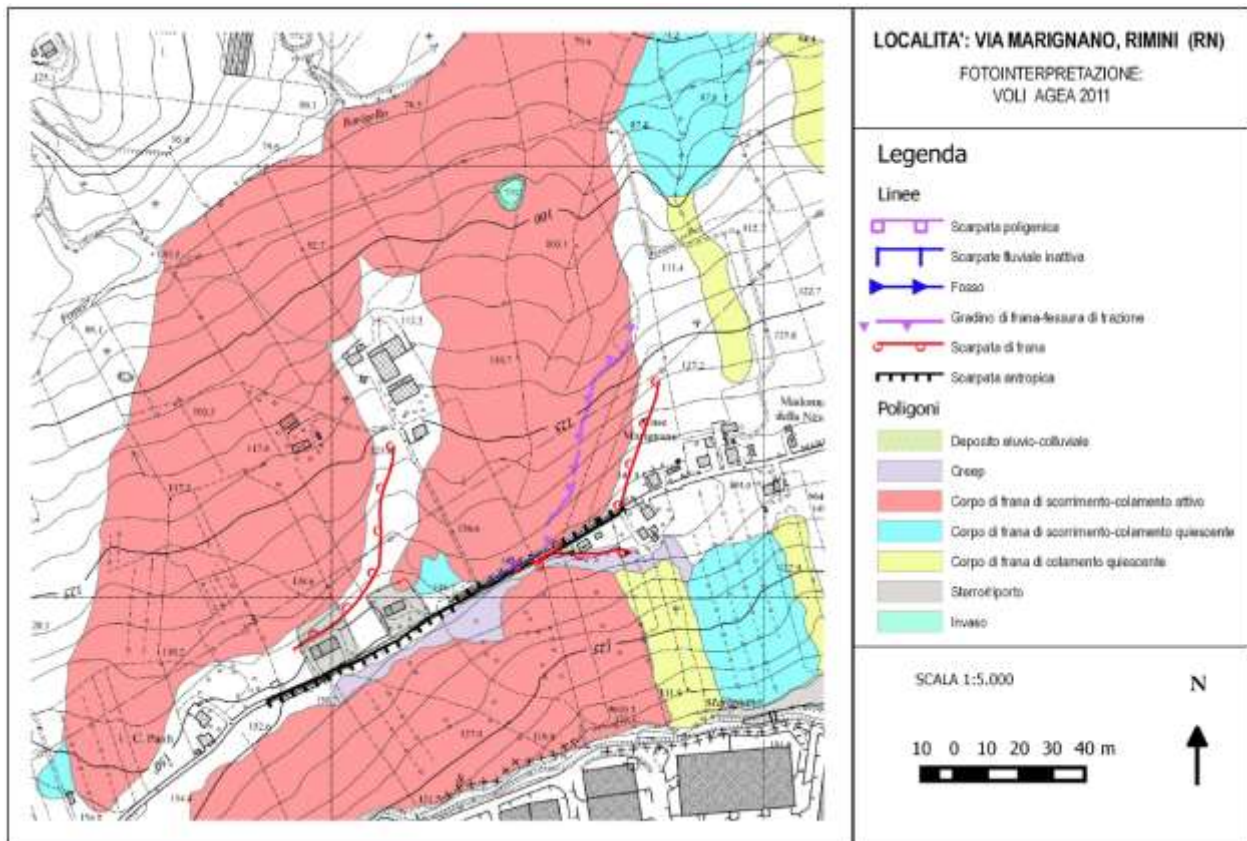


Figura 17 – Studio fotogeologico: voli AGEA 2011.

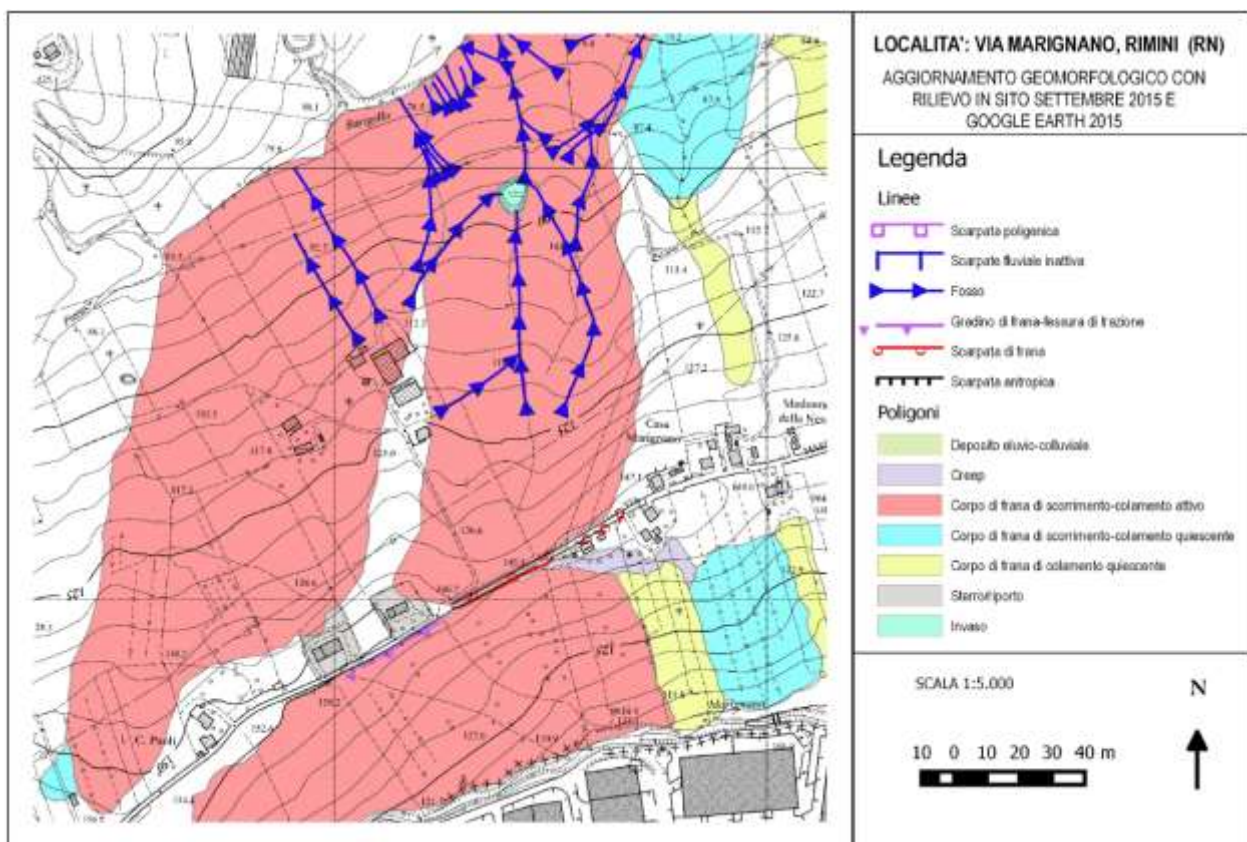


Figura 18 – Aggiornamento geomorfologico con rilievo in sito (Settembre 2015) e Google Earth (2015).

L'intervallo di tempo dei voli, dal 1976 al 2011, fornisce la tendenza evolutiva della dinamica dei versanti relativamente al periodo esaminato. La fotointerpretazione di ciascun Volo è stata restituita su CTR 1:5.000. Inoltre, il rilievo in sito, anch'esso restituito su CTR 1:5.000, costituisce l'aggiornamento al 2015 dell'analisi fotointerpretativa; tale rilievo in sito è stato integrato con le immagini da satellite di Google Earth del 2015 disponibili solo per la parte settentrionale dell'area di studio e oggetto di intervento.

Quest'ultima, ubicata in Comune di Rimini a Nord di Dogana di S. Marino, interessa i versanti che dal crinale lungo Via Marignano digradano a Nord-Est e a Sud-Est, rispettivamente verso Fosso Barigello e Rio di Marignano, ambedue tributari del Torrente Ausa. L'area è ad uso prevalentemente agricolo e sono presenti edifici residenziali lungo il crinale principale.

Il versante NE, avente tratti con pendenze medie variabili da 6° a 12°, è interessato a valle della strada, principalmente da due corpi di accumulo di frana, uno ubicato in Località C. Paoli e l'altro in Località C. Marignano, classificabili come dissesti prevalentemente traslativi lungo superfici di scorrimento con immersione verso NE prossima a quella della stratificazione. Per tale motivo potrebbe trattarsi di scorrimenti lungo piani di strato (a franapoggio). Tali corpi di accumulo di frana sono delimitati da scarpate riconducibili a zone di distacco laterale sub-rettilinee con direzione Sud-Ovest/Nord-Est; talora le stesse hanno tratti antropizzati con profilo della scarpata molto squadrato (Località C. Marignano), talvolta hanno tratti leggermente arcuati indicativi di processi di retrogressione franosi secondari di scorrimento roto-traslato verso Sud-Ovest (Località C. Paoli). Le zone di distacco del dissesto del versante nord-occidentale in Località C. Paoli lambiscono la fascia apicale del pendio già dal volo del 1976 quando non erano ancora presenti gli edifici. Anche nei voli più recenti le stesse lambiscono il terreno di riporto dell'edificio in Località C. Paoli sito a monte della medesima.

Sempre nel versante Nord-Ovest, il dissesto di scorrimento traslativo in Località Marignano raggiunge già nel 1976 la scarpata immediatamente a valle della viabilità al tempo priva di riporti invece visibili a partire dai voli del 2000.

Nel 2011 si iniziano a vedere le corone di frane secondarie che, con movimento roto-traslato verso Nord-Ovest, coinvolgono il manto e il riporto stradale scalzato dai principali dissesti traslativi vallivi verso Nord-Est.

Lo stesso dissesto in Località Marignano oltre a lambire verso Est il terreno di riporto di un edificio residenziale, risulta aver deviato il Fosso Barigello.

Nel versante nord-occidentale, comparando i vari voli nonché il rilievo in sito, si riscontrano processi di retrogressione gravitativa verso monte di entità variabile da una decina a una cinquantina di metri fino ad interessare la sede stradale in corrispondenza del suo riporto con corone di frana di scorrimento rotazionale. Inoltre, si riscontrano importanti processi di retrogressione gravitativa laterale dei dissesti, di scorrimento prevalentemente traslativo, soprattutto in corrispondenza dell'insediamento rurale situato nella mezzacosta del versante Nord-Ovest dove, in sito, i capannoni

agricoli presentano lesioni murarie con distacchi verso Nord-Ovest e verso Nord, mentre della nuova abitazione sarebbe stata coinvolta l'area pertinenziale poi sistemata. In corrispondenza di tale insediamento rurale, la retrogressione gravitativa laterale dei dissesti di scorrimento prevalentemente traslativo, raggiunge entità di un centinaio di metri dal 1976 ad oggi.

Il versante a Sud-Est, avente pendenza media di 12°, è interessato da una serie di corpi di accumulo di scorrimento rototraslativo separati l'uno dall'altro da scarpate poligeniche prevalentemente in direzione NW-SE. Nei voli del 1976 e del 2000 questi scorrimenti rototraslativi sono confinati almeno ad una ventina di metri a valle dalla viabilità. Nei voli più recenti tali dissesti di scorrimento rototraslativo lambiscono la viabilità e sono parzialmente interessati, a Est, da colamenti superficiali e a valle da spianamenti antropici.

Nel versante sud-orientale, comparando i vari voli nonché il rilievo in sito, si riscontrano processi di retrogressione gravitativa verso monte di entità variabili da una ventina a un centinaio di metri dal 1976 ad oggi. Tale retrogressione si è manifestata inizialmente anche attraverso processi di creeping poi evolutisi in dissesti veri e propri che attualmente lambiscono la viabilità procedendo, dal tratto dal riporto stradale, verso occidente ove il manto è lesionato e ribassato verso Sud-Est. Mentre procedendo dal riporto stradale verso Est, il lato sud-orientale della viabilità è lambito da processi di creeping i quali potrebbero costituire lo stadio iniziale di ulteriori retrogressioni dei dissesti di scorrimento orientali del versante Sud-Est verso monte.

In aggiunta alle osservazioni di cui sopra, soprattutto attraverso i fotogrammi del volo IGM 1955, è stata condotta un'analisi morfotettonica areale col fine di individuare i lineamenti strutturali caratteristici delle aree in studio. In tal caso, in prossimità dell'asse di crinale, si evidenziano testate di strato dotate di una certa continuità generalmente determinate dal contatto tra litotipi a diversa competenza, le quali condizionano, più o meno localmente, l'assetto delle scarpate poligeniche e nicchie di frana sopra rilevate; parimenti, l'assetto geologico e giaciturale generale sembra determinare l'asimmetria delle valli. Tramite le variazioni di tono sub-rettilinee, invece, vengono rilevati quelli che possono essere i lineamenti tettonici che in qualche misura possono condizionare la geologia e morfologia della zona. Questi ultimi, generalmente orientati e sviluppati in direzione ESE-WNW, risultano abbastanza distanti dal dissesto in argomento per poterlo condizionare direttamente; diversamente una certa interferenza non può essere esclusa in prossimità del tratto mediano e basale del pendio, ove anche il fosso Barigello esplica la sua azione morfogenetica.

a.2.1.4. Idrografia e Idrogeologia

L'idrografia superficiale è caratterizzata da fossi e fossetti che raccolgono le acque di precipitazione meteorica dal crinale sino al piede del pendio. I fossi di importanza locale sono il Fosso Barigello a Nord ed il Rio di Marignano a Sud.

Il regime idrologico di tali corsi d'acqua è intermittente, con portata assente nella stagione secca e abbondante successivamente a precipitazioni intense e prolungate.

Il principale fattore di modellamento dei versanti è rappresentato dall'azione dilavante delle acque meteoriche che si manifesta con fenomeni di erosione per ruscellamento superficiale sia diffuso che canalizzato e, in subordine, con erosione da pioggia, in periodi di forti e prolungati afflussi.

I terreni superficiali presenti nell'area interessata dalle indagini geognostiche e dall'intervento in parola, a prevalenza argillosa, possiedono generalmente un discreto potere di ritenzione e limitate qualità drenanti ovvero modesta permeabilità e porosità efficace.

La circolazione idrica del primo sottosuolo è caratterizzata generalmente da lenti di acqua che si formano successivamente a periodi di prolungate precipitazioni; esse scorrono solitamente confinate al contatto tra la coltre superficiale alterata (spesso di natura sia gravitativa che eluvio-colluviale) ed il substrato più compatto ed inalterato. Tali circolazioni evidenziano un andamento piezometrico estremamente variabile che oscilla in diretta relazione con le precipitazioni e un regime intermittente a seconda dell'andamento dei periodi siccitosi e piovosi. Tali lenti idriche scorrono generalmente nella coltre superficiale, distinta da una apprezzabile permeabilità secondaria dovuta all'alterazione ed alla fessurazione delle argille, al di sopra del substrato compatto. Inoltre, si rilevano abbondanti e persistenti circolazioni anche nei livelletti sabbiosi intercettati all'interno del substrato formazionale, le cui risalite piezometriche vengono riportate nelle tabelle riepilogative sottostanti.

All'epoca in cui è stata effettuata la campagna geognostica del Luglio-Agosto 2015, essendo stati predisposti una rete di piezometri entro i fori di sondaggio ed i fori di prova penetrometrica, è stata condotta anche una campagna di monitoraggio al fine di determinare la tipologia e le caratteristiche salienti della circolazione idrica sotterranea utilizzando, nel contempo, anche dati derivati da misure in pozzi locali.

Nel periodo Agosto-Settembre 2016 la ditta Soil Investigation S.n.c., in ragione dell'incarico ricevuto direttamente dal Comune di Rimini, ha posto in opera Celle Piezometriche di Casagrande entro fori di sondaggio.

Il Dott. Geol. Paolo Ciacci ha, quindi, proseguito la campagna di monitoraggio rilevando i dati riportati nell'ambito delle tabelle che seguono. La caratteristica generale dei dispositivi di monitoraggio piezometrico adottati è quella di aver posizionato le Celle di Casagrande (e relative sezioni filtranti appositamente sigillate) su livelli diversi isolati in corrispondenza di tratti significativi del foro di sondaggio al fine di verificare la presenza l'importanza di eventuali livelli piezometrici riconducibili a circolazioni profonde.

DATA PIEZ.	30.07 2015	03.08 2015	12.08 2015	25.08 2015	09.09 2015	25.07 2016	21.09 2016	19.10 2016	9.11 2016	16.11.2023
CPT1	-			2.40	2.80					
CPT2	-			0.70	0.80					
CPT3	-			3.10	3.35					
CPT4	2.40			0.50	0.70					
CPT5	10.70			6.60	6.90	6.40	7.40	7.60	7.70	
S1		-	5.80	3.85	4.20		4.40	4.25	4.00	
S2		-	6.10	5.75	6.00	4.65	5.90	6.20	6.50	
P (pozzo)		2.30	6.70	6.20	6.45					
Piez. 1	Cella 9 m						4.30	3.95	3.70	
	Cella 13 m						3.40	3.50	3.50	
Piez. 2	Cella 9 m						6.60	6.85	7.05	
	Cella 12 m						10.2	10.0	9.85	
Piez. 3	Cella 9 m						1.15	1.30	1.25	
	Cella 12 m						5.30	5.50	5.50	
Piez. 4	Cella 15 m							9.15	9.25	
	Cella 18 m							13.7	12.8	
S1 Nov. 2023										9.50
S2 Nov. 2023										5.85

Tabella 1 – Monitoraggio piezometrico: quote riferite al piano campagna.

DATA PIEZ.	Quota s.l.m.	30.07 2015	03.08 2015	12.08 2015	25.08 2015	09.09 2015	25.07 2016	21.09 2016	19.10 2016	9.11 2016
CPT1	139.66	-			137.26	136.86				
CPT2	130.84	-			130.14	130.04				
CPT3	140.70	-			137.60	137.35				
CPT4	135.62	133.22			135.12	134.92				
CPT5	143.20	132.50			136.60	136.30	136.80	135.80	135.60	135.50
S1	140.97		-	135.17	137.12	136.77		136.57	136.72	136.97
S2	139.71		-	133.61	133.96	133.71	135.06	133.81	133.51	133.21
P (pozzo)	145.00		142.7	138.30	138.80	138.55				
Piez. 1	140.97	Cella 9 m						136.67	136.99	137.27
		Cella 13 m						137.57	137.47	137.47
Piez. 2	135.62	Cella 9 m						129.02	128.77	128.57
		Cella 12 m						125.42	125.62	125.77
Piez. 3	143.20	Cella 9 m						142.05	141.90	141.95
		Cella 12 m						137.90	137.70	137.70
Piez. 4	141.80	Cella 15 m							132.65	132.55
		Cella 18 m							128.10	129.0

Tabella 2 – Monitoraggio piezometrico: quote riferite al livello del mare.

a.2.1.3. Considerazioni in relazione agli esiti dei rilievi piezometrici svolti

L'elemento comune a tutti i fori di sondaggio è stata la copiosa circolazione idrica rilevata in fase di installazione dei piezometri, particolarmente concentrata in corrispondenza degli orizzonti sabbiosi presenti entro la formazione FAA2ap.

Il monitoraggio effettuato, pur non essendosi sviluppato per un significativo periodo idrologico, ha, tuttavia, evidenziato alcune principali peculiarità nella circolazione sotterranea:

- Maggiori "attività" ed intensità di circolazione nei piezometri P1-2-3 e nelle celle installati in corrispondenza e prossimità della parte basale della formazione FAA2ap; tale intensa attività, onde poter sigillare correttamente i tratti filtranti attorno alle celle di misura, ha talora determinato la necessità di installare dispositivi piezometrici in ulteriori fori diversi;
- In P1, ma soprattutto in P3, i livelli piezometrici rilevati risultano maggiori di quelli "freatici" rinvenuti nelle cannette piezometriche e tubo inclinometrico dei limitrofi fori di sondaggio;
- Anche in corrispondenza delle celle più profonde i livelli piezometrici registrati presentano quote superiori, talora di diversi metri (soprattutto P1-P3);
- In P4, installato entro la formazione maggiormente pelitica FAA2p, pur rilevando una stratigrafia "geotecnica" simile agli altri sondaggi, i livelli idrici risultano più bassi e con una minore attività "idrogeologica"; non a caso, nel tratto di formazione geologica sottostante i depositi di copertura, si rileva una minore presenza di interstrati sabbiosi permeabili.

Pertanto si è potuto constatare come il diverso contenuto di interstrati sabbiosi tra le due formazioni geologiche, condizioni oltre che le portate anche i livelli piezometrici nelle celle installate entro le due formazioni; in particolare spostandosi lungo il crinale da Est verso Ovest, nel tratto di transizione fra i litotipi FAA2ape FAA2p si rileva la maggior "attività" nella circolazione idrica, anche con le maggiori risalite piezometriche risultando, pertanto, un importante fattore condizionante per l'insacco ed evoluzione dei movimenti gravitativi in sito.

a.2.2. Indagini geognostiche

La campagna geognostica svolta dal Dott. Geol. Paolo Ciacci si è sviluppata, a partire dal 2015, in periodi di tempo differenti con l'obiettivo di giungere alla definizione dell'assetto litostratigrafico ed all'individuazione di superfici di scivolamento attive e potenziali.

Nell'immagine che segue è riportata la rappresentazione della zona oggetto di intervento interessata dagli studi geologici e geotecnici eseguiti con l'indicazione delle diverse indagini svolte.

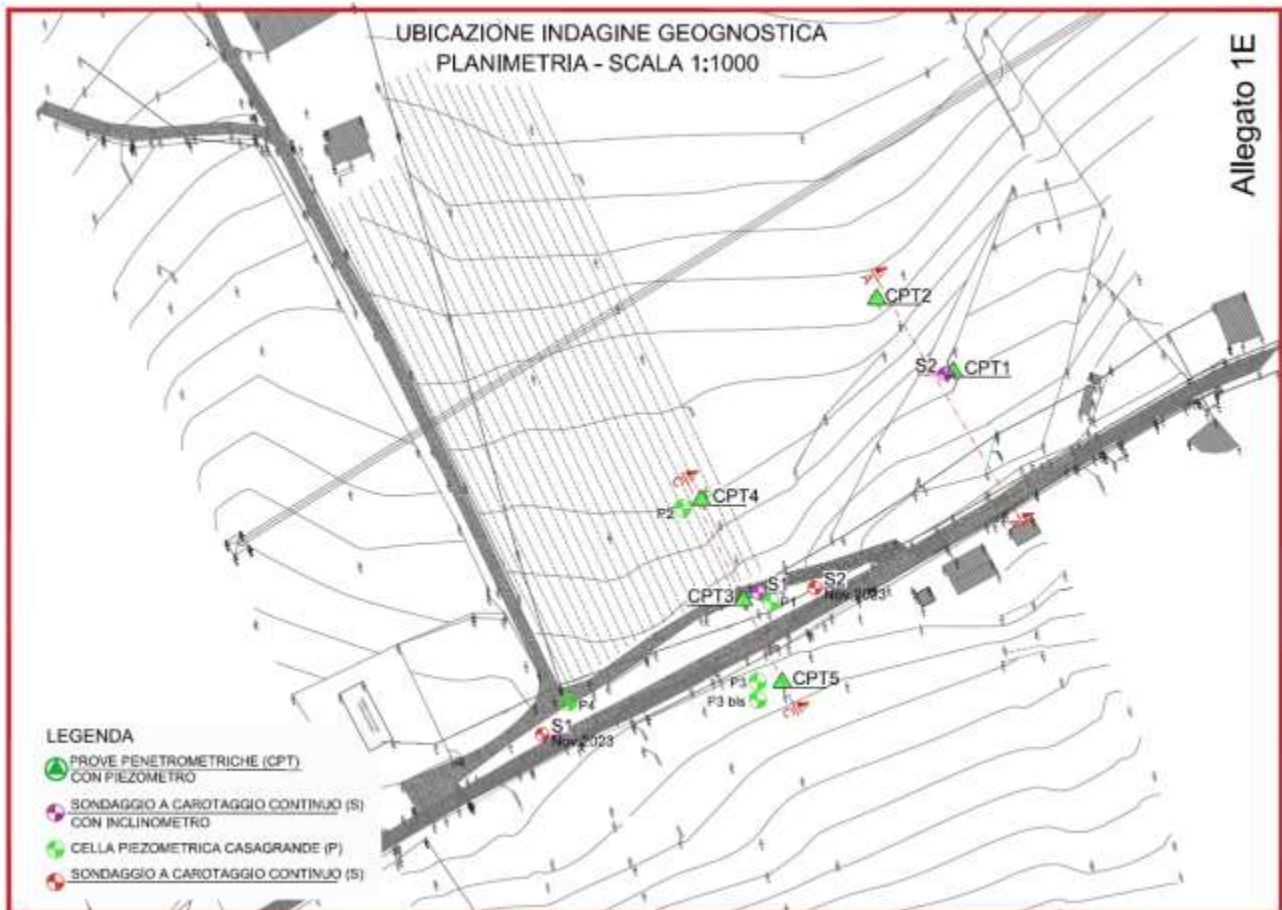


Figura 19 – Ubicazione delle indagini geognostiche eseguite dal Dott. Geol. Paolo Ciacci a partire dal 2015.

Nelle pagine che seguono si espongono gli esiti delle diverse indagini svolte sia insito sia in laboratorio.

a.2.2.1. Prove penetrometriche statiche CPT

Le prove penetrometriche statiche sono state eseguite con l'ausilio di penetrometro statico con punta meccanica tipo "Pagani" da 20 tonnellate e passo di lettura 20 cm. La prova consente di misurare, secondo il passo di lettura, i valori di R_p (resistenza alla punta) e R_l (attrito laterale). Ciò consente, oltre ad una caratterizzazione litologica della successione stratigrafica, di stimare nei terreni incoerenti i valori di angolo di attrito interno φ e di densità relativa D_r . In terreni coesivi esse possono fornire, attraverso le esperienze pratiche di vari autori quali Begemann, Robertson, Mayne ed altri, i dati di resistenza del terreno in termini di tensioni totali (c_u) e di sovraconsolidazione nonché di deformabilità (moduli di Young ed edometrici) e , talora, tramite il parametro di comportamento I_c , una prima stima delle caratteristiche di permeabilità intrinseca del materiale.

Nel 2015, sono state realizzate in totale di n. 5 prove CPT spinte a rifiuto all'interno del substrato formazionale. Nei fori di prova sono stati inseriti tubi piezometrici per il monitoraggio delle oscillazioni di falda.

Di seguito si riportano i principali risultati delle prove. Per ulteriori dettagli, si rimanda alla Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Paolo Ciacci.

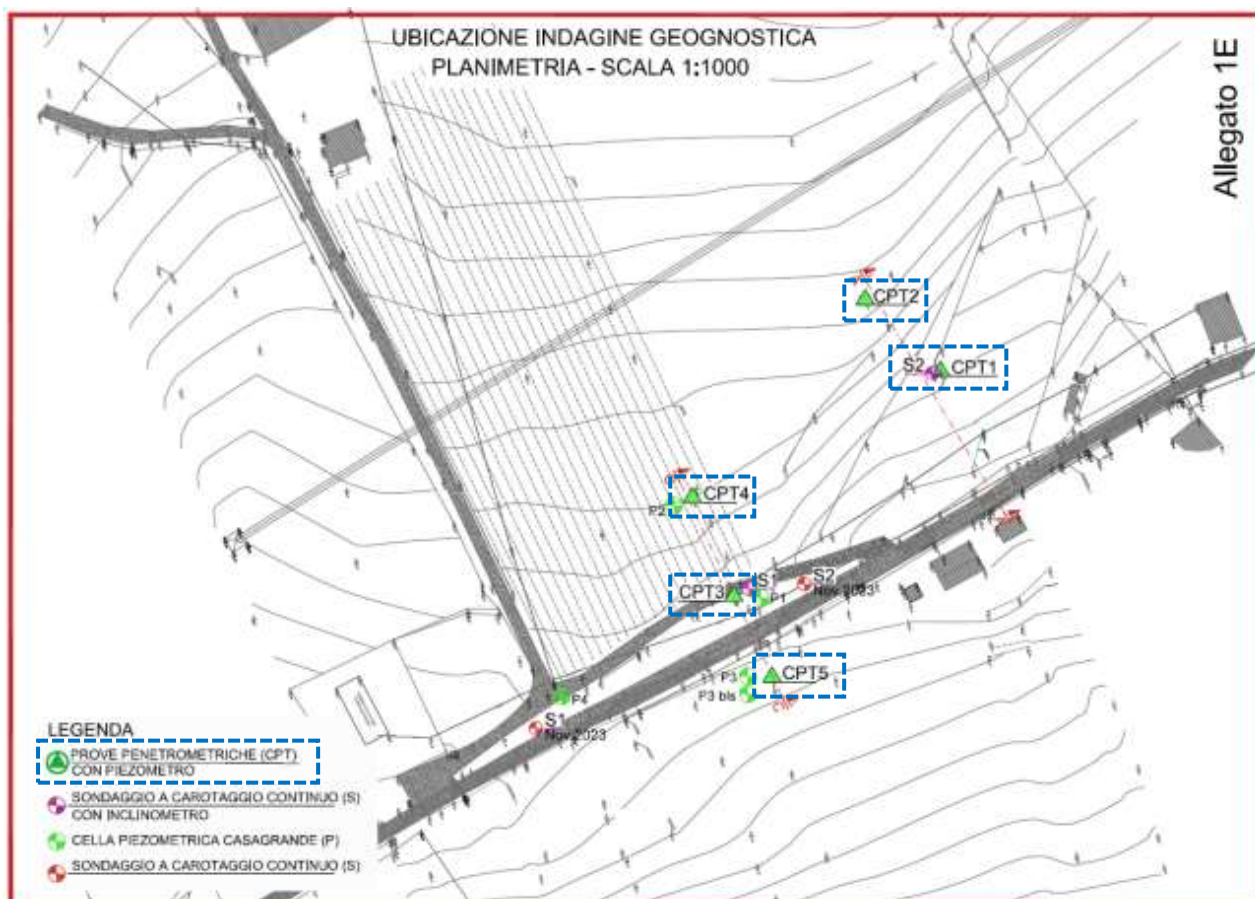


Figura 20 – Ubicazione delle indagini geognostiche eseguite dal Dott. Geol. Paolo Ciacci a partire dal 2015: in dettaglio, evidenziate in blu, l'ubicazione delle prove penetrometriche statiche (realizzate nel 2015).

Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT 2
 Cantiere: Rimini (RN) - Via Marignano
 Data: Luglio 2015

Quota inizio: piano campagna
 Liv.falda: assente
 Note: piezometro

Classificazione orientativa dei terreni (Schmertmann - 1978)

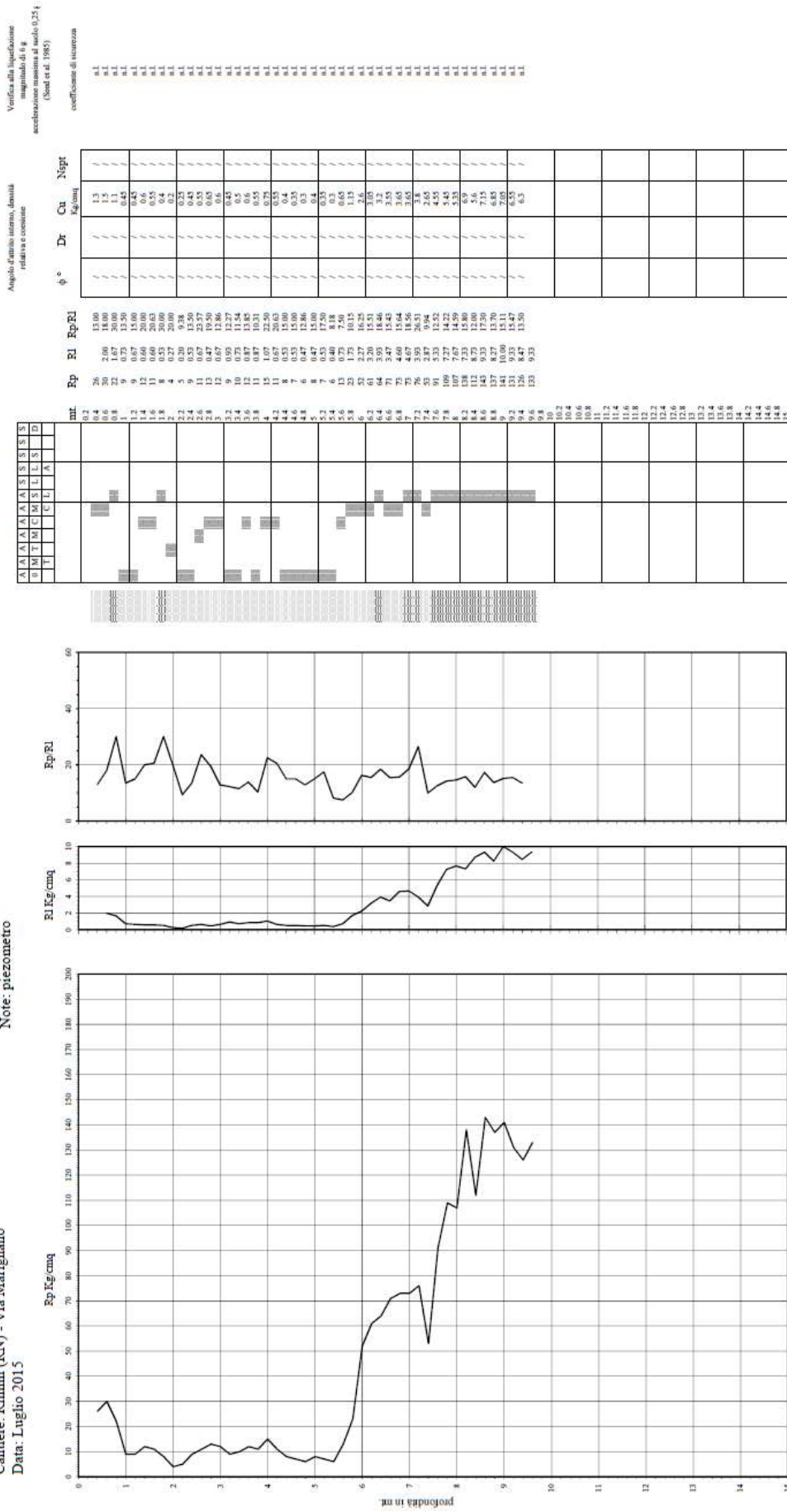


Figura 22 – Prova penetrometrica statica CPT2 del 2015.

Cu usata Kg/cm² 2,17

Np:Rt media n. colpi

Caratteristiche strumento penetrometro unico sanovante 200kN piani
 Penna meccanica tipo Begamyan - trasmissione inerziale superficie 150 cm²

- Legenda:
- argilla
 - sabbia limoso argillosa
 - sabbia
- AO argilla organica e terreni molli; AMF argilla molto tenera;
 AT argilla tenera; AM argilla media; AC argilla compatta;
 AMC argilla molto compatta; ASL argilla sabbiosa limosa
 SL sabbia e limo; SLA sabbia limosa argillosa
 SS sabbia scoria; S sabbia; SD sabbia densa

Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT 3
 Cantiere: Rimini (RN) - Via Marignano
 Data: Luglio 2015

Quota inizio: piano campagna
 Liv. falda: assente
 Note: piezometro

Classificazione orientativa dei terreni (Schmertmann - 1978)

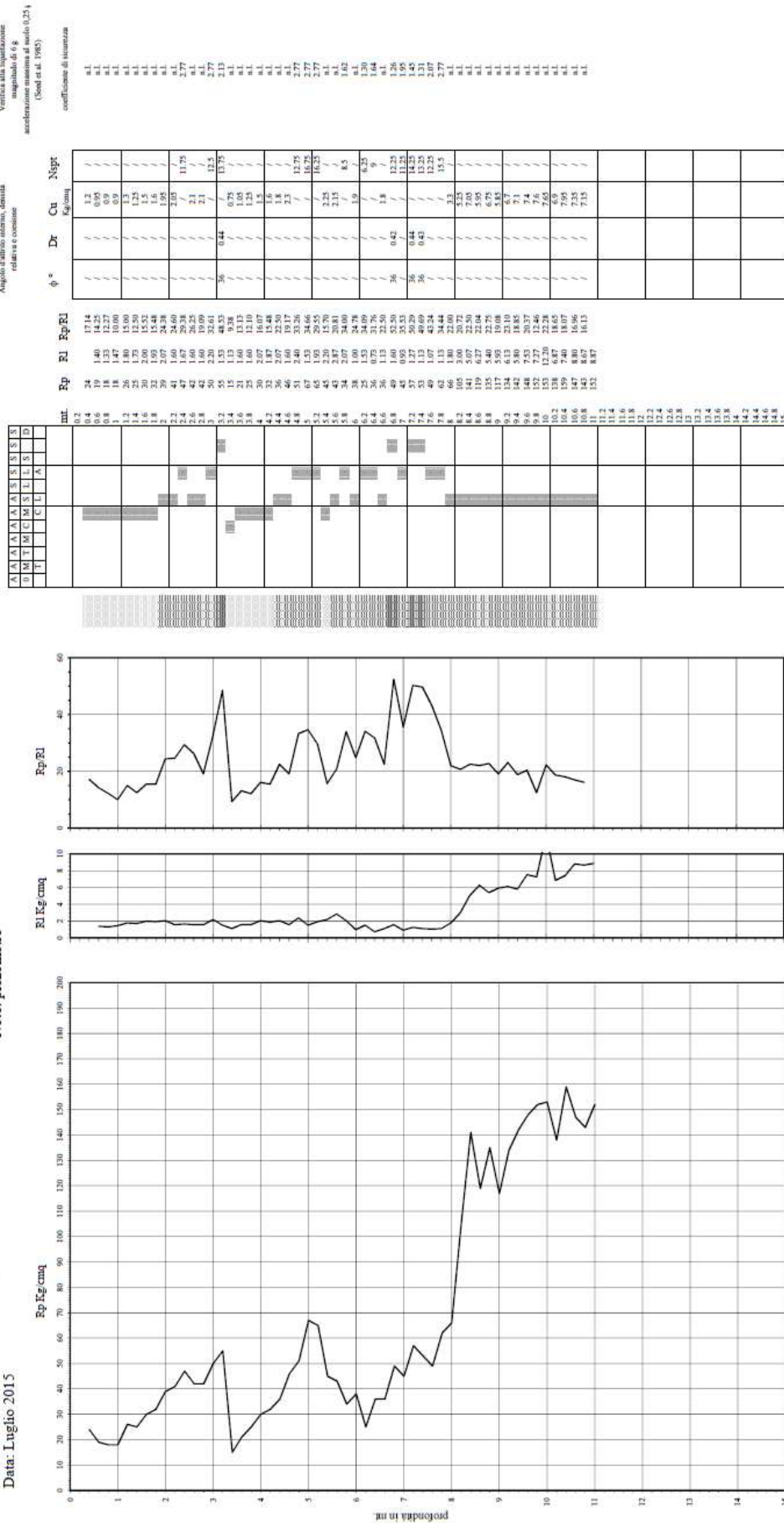


Figura 23 – Prova penetrometrica statica CPT3 del 2015.

Caratteristiche strumento: penetrometro statico senoventi, 200kN, spazr
 Punta meccanica tipo Begemann - municioto, lasante superficie 150 cm²

Cu media: Kg/cm²: 3.98 (12-417) Np: media in colpi

Legenda:
 argilla
 sabbia limosa argillosa
 sabbia
 argilla organica e terreni misti, AMT argilla molto tenera,
 AT argilla tenera, AM argilla media, AC argilla compatt,
 AMC argilla molto compatt, ASL argilla sabbiosa limosa
 SL sabbia e limo, SLA sabbia limosa argillosa
 SS sabbia sciolta, S sabbia, SD sabbia densa

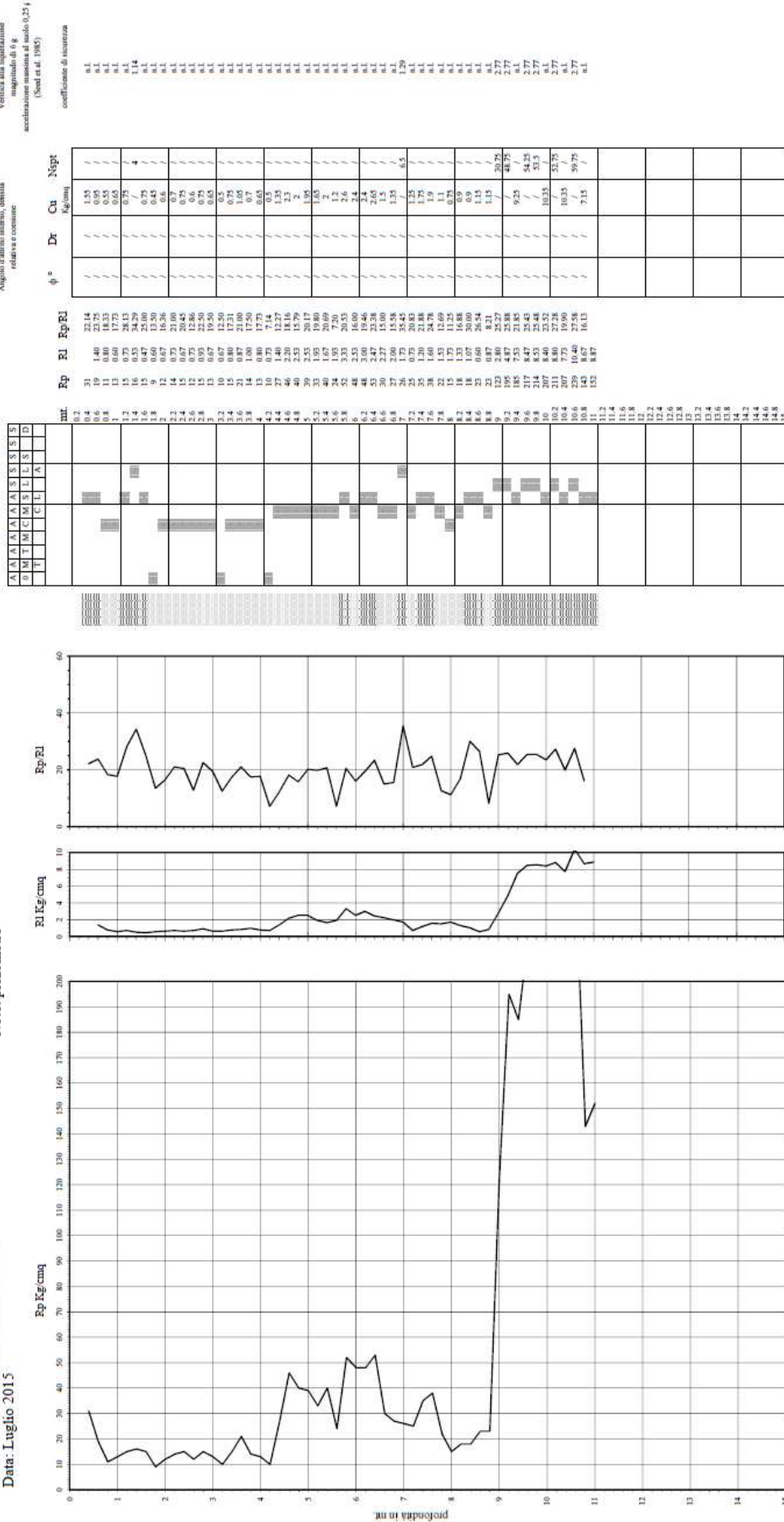
Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT 4
 Cantiere: Rumini (RN) - Via Marignano
 Data: Luglio 2015

Intergeo s.r.l. - Servizi Geologici - info@intergeo.com

Quota inizio: piano campagna
 Liv. falda: -2.40 mt.
 Note: piezometro

Classificazione orientativa dei terreni (Schmertmann - 1978)



Cu media Kg/cmq [1.94 | 38.79] Nqpt media n. colpi

Legenda:

- argilla
- sabbia limoso argilla
- sabbia
- AO argilla organica e terreni unisi; ANM argilla molto tenace; AT argilla tenace; AM argilla media; AC argilla compatt; AMC argilla molto compatt; AL argilla sabbiosa limosa
- SL sabbia e limo; SLA sabbia limoso argillosa
- SS sabbia sciolta; S sabbia; SD sabbia densa

Caratteristiche strumento penetrometro statico semovante, 200kN spinta
 Puntina meccanica tipo Begoniam - manicomio laterale superficie 150 cm²

Figura 24 – Prova penetrometrica statica CPT4 del 2015.

Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT 5
 Cantiere: Rimini (RN) - Via Marignano
 Data: Luglio 2015

Intergeo S.r.l. - Servizi Geologici - info@intergeosm.com

Quota inizio: piano campagna
 Liv. falda: -10,70 mt.
 Note: piezometro

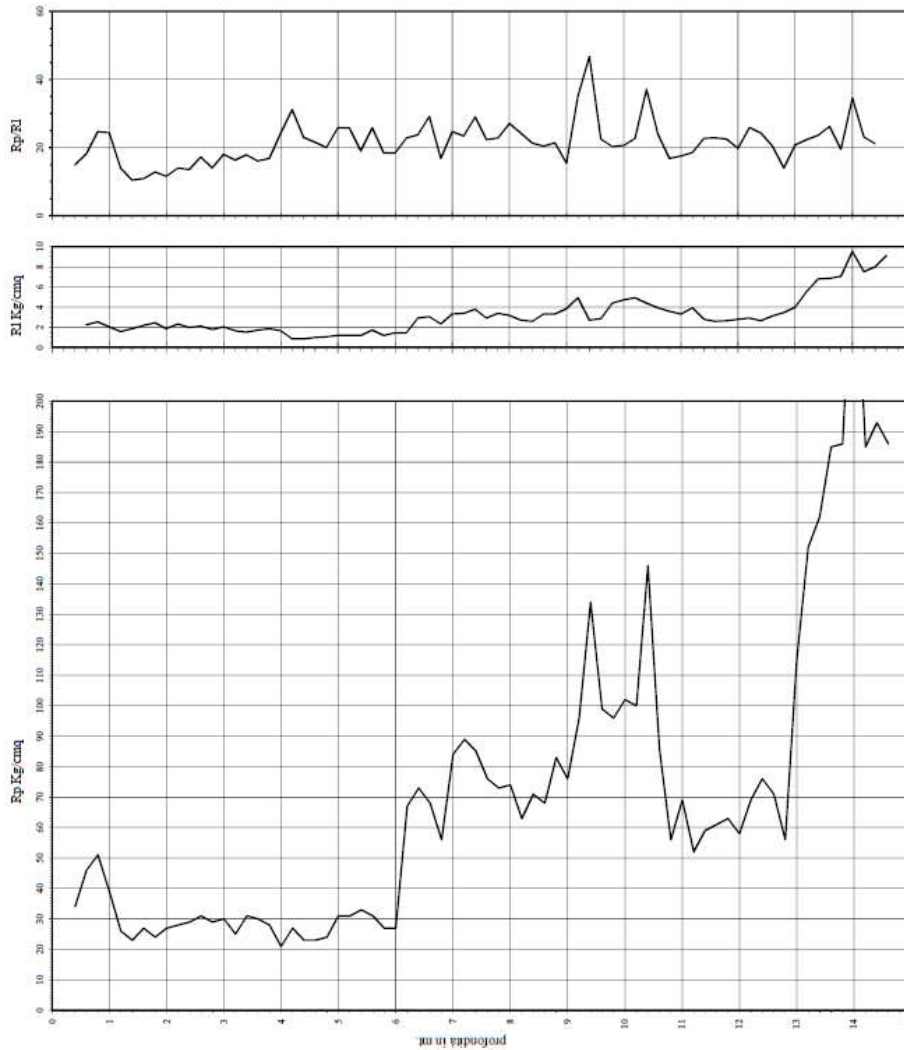


Figura 25 – Prova penetrometrica statica CPT5 del 2015.

Classificazione orientativa dei terreni (Schmertmann - 1978)

Classe	RI	Rp	Rp/RI	φ °	Dr	Cu	Npqr
1	0,2	34	15,00	/	/	1,7	n.l.
2	0,6	46	23,7	/	/	2,3	n.l.
3	1,0	51	25,5	/	/	2,55	n.l.
4	1,4	56	25,7	/	/	2,57	n.l.
5	1,8	56	31,1	/	/	3,11	n.l.
6	2,2	56	25,5	/	/	2,55	n.l.
7	2,6	56	21,5	/	/	2,15	n.l.
8	3,0	56	18,7	/	/	1,87	n.l.
9	3,4	56	16,5	/	/	1,65	n.l.
10	3,8	56	14,7	/	/	1,47	n.l.
11	4,2	56	13,3	/	/	1,33	n.l.
12	4,6	56	12,2	/	/	1,22	n.l.
13	5,0	56	11,2	/	/	1,12	n.l.
14	5,4	56	10,4	/	/	1,04	n.l.
15	5,8	56	9,7	/	/	0,97	n.l.
16	6,2	56	9,0	/	/	0,90	n.l.
17	6,6	56	8,5	/	/	0,85	n.l.
18	7,0	56	8,0	/	/	0,80	n.l.
19	7,4	56	7,6	/	/	0,76	n.l.
20	7,8	56	7,2	/	/	0,72	n.l.
21	8,2	56	6,8	/	/	0,68	n.l.
22	8,6	56	6,5	/	/	0,65	n.l.
23	9,0	56	6,2	/	/	0,62	n.l.
24	9,4	56	5,9	/	/	0,59	n.l.
25	9,8	56	5,6	/	/	0,56	n.l.
26	10,2	56	5,4	/	/	0,54	n.l.
27	10,6	56	5,2	/	/	0,52	n.l.
28	11,0	56	5,1	/	/	0,51	n.l.
29	11,4	56	4,9	/	/	0,49	n.l.
30	11,8	56	4,7	/	/	0,47	n.l.
31	12,2	56	4,6	/	/	0,46	n.l.
32	12,6	56	4,4	/	/	0,44	n.l.
33	13,0	56	4,3	/	/	0,43	n.l.
34	13,4	56	4,1	/	/	0,41	n.l.
35	13,8	56	4,0	/	/	0,40	n.l.
36	14,2	56	3,9	/	/	0,39	n.l.
37	14,6	56	3,8	/	/	0,38	n.l.
38	15,0	56	3,7	/	/	0,37	n.l.
39	15,4	56	3,6	/	/	0,36	n.l.
40	15,8	56	3,5	/	/	0,35	n.l.
41	16,2	56	3,4	/	/	0,34	n.l.
42	16,6	56	3,3	/	/	0,33	n.l.
43	17,0	56	3,2	/	/	0,32	n.l.
44	17,4	56	3,1	/	/	0,31	n.l.
45	17,8	56	3,0	/	/	0,30	n.l.
46	18,2	56	3,0	/	/	0,30	n.l.
47	18,6	56	2,9	/	/	0,29	n.l.
48	19,0	56	2,9	/	/	0,29	n.l.
49	19,4	56	2,8	/	/	0,28	n.l.
50	19,8	56	2,8	/	/	0,28	n.l.
51	20,2	56	2,7	/	/	0,27	n.l.
52	20,6	56	2,7	/	/	0,27	n.l.
53	21,0	56	2,6	/	/	0,26	n.l.
54	21,4	56	2,6	/	/	0,26	n.l.
55	21,8	56	2,5	/	/	0,25	n.l.
56	22,2	56	2,5	/	/	0,25	n.l.
57	22,6	56	2,4	/	/	0,24	n.l.
58	23,0	56	2,4	/	/	0,24	n.l.
59	23,4	56	2,3	/	/	0,23	n.l.
60	23,8	56	2,3	/	/	0,23	n.l.
61	24,2	56	2,2	/	/	0,22	n.l.
62	24,6	56	2,2	/	/	0,22	n.l.
63	25,0	56	2,1	/	/	0,21	n.l.
64	25,4	56	2,1	/	/	0,21	n.l.
65	25,8	56	2,0	/	/	0,20	n.l.
66	26,2	56	2,0	/	/	0,20	n.l.
67	26,6	56	1,9	/	/	0,19	n.l.
68	27,0	56	1,9	/	/	0,19	n.l.
69	27,4	56	1,8	/	/	0,18	n.l.
70	27,8	56	1,8	/	/	0,18	n.l.
71	28,2	56	1,7	/	/	0,17	n.l.
72	28,6	56	1,7	/	/	0,17	n.l.
73	29,0	56	1,6	/	/	0,16	n.l.
74	29,4	56	1,6	/	/	0,16	n.l.
75	29,8	56	1,5	/	/	0,15	n.l.
76	30,2	56	1,5	/	/	0,15	n.l.
77	30,6	56	1,4	/	/	0,14	n.l.
78	31,0	56	1,4	/	/	0,14	n.l.
79	31,4	56	1,3	/	/	0,13	n.l.
80	31,8	56	1,3	/	/	0,13	n.l.
81	32,2	56	1,2	/	/	0,12	n.l.
82	32,6	56	1,2	/	/	0,12	n.l.
83	33,0	56	1,1	/	/	0,11	n.l.
84	33,4	56	1,1	/	/	0,11	n.l.
85	33,8	56	1,0	/	/	0,10	n.l.
86	34,2	56	1,0	/	/	0,10	n.l.
87	34,6	56	0,9	/	/	0,09	n.l.
88	35,0	56	0,9	/	/	0,09	n.l.
89	35,4	56	0,8	/	/	0,08	n.l.
90	35,8	56	0,8	/	/	0,08	n.l.
91	36,2	56	0,7	/	/	0,07	n.l.
92	36,6	56	0,7	/	/	0,07	n.l.
93	37,0	56	0,6	/	/	0,06	n.l.
94	37,4	56	0,6	/	/	0,06	n.l.
95	37,8	56	0,5	/	/	0,05	n.l.
96	38,2	56	0,5	/	/	0,05	n.l.
97	38,6	56	0,4	/	/	0,04	n.l.
98	39,0	56	0,4	/	/	0,04	n.l.
99	39,4	56	0,3	/	/	0,03	n.l.
100	39,8	56	0,3	/	/	0,03	n.l.
101	40,2	56	0,2	/	/	0,02	n.l.
102	40,6	56	0,2	/	/	0,02	n.l.
103	41,0	56	0,1	/	/	0,01	n.l.
104	41,4	56	0,1	/	/	0,01	n.l.
105	41,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
106	42,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
107	42,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
108	43,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
109	43,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
110	43,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
111	44,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
112	44,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
113	45,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
114	45,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
115	45,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
116	46,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
117	46,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
118	47,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
119	47,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
120	47,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
121	48,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
122	48,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
123	49,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
124	49,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
125	49,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
126	50,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
127	50,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
128	51,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
129	51,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
130	51,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
131	52,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
132	52,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
133	53,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
134	53,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
135	53,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
136	54,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
137	54,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
138	55,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
139	55,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
140	55,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
141	56,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
142	56,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
143	57,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
144	57,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
145	57,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
146	58,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
147	58,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
148	59,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
149	59,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
150	59,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
151	60,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
152	60,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
153	61,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
154	61,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
155	61,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
156	62,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
157	62,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
158	63,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
159	63,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
160	63,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
161	64,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
162	64,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
163	65,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
164	65,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
165	65,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
166	66,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
167	66,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
168	67,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
169	67,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
170	67,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
171	68,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
172	68,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
173	69,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
174	69,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
175	69,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
176	70,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
177	70,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
178	71,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
179	71,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
180	71,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
181	72,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
182	72,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
183	73,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
184	73,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
185	73,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
186	74,2	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
187	74,6	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
188	75,0	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
189	75,4	56	0,0	/	/	0,00	n.l.
190	75,8	56	0,0	/	/	0,00	n.l.

a.2.2.2. Sondaggi meccanici a carotaggio continuo

Sono stati realizzati in totale n. 4 sondaggi meccanici a carotaggio continuo verticale eseguiti con sonda perforatrice IPC Drill 830 L. In particolare, si è fatto ricorso al sistema a rotazione ad aste con carotaggio continuo tramite carotiere semplice dotato di diametro esterno 101 mm. Come fluido di circolazione è stata impiegata esclusivamente acqua. Il carotaggio è sempre stato integrale e rappresentativo del terreno attraversato, con percentuale di recupero pari al 100%. Nel dettaglio, le indagini svolte sono così sintetizzabili:

- n. 2 sondaggi hanno raggiunto la profondità di 20.0 metri dal p.c. (realizzati nel 2015);
- n. 2 sondaggi hanno raggiunto la profondità di 25.0 metri dal p.c. (realizzati nel 2023).

In ragione di quanto emerso dai sondaggi eseguiti, tenuto conto dell'evidenza dei campioni prelevati, è possibile ritenere che le perforazioni si siano concluse dopo aver attraversato di diversi metri il tetto del substrato formazionale chiaramente inalterato ed indisturbato. Il recupero in cassette catalogatrici del materiale ottenuto dal carotaggio ha consentito una osservazione diretta del medesimo ed una sua documentazione fotografica. Inoltre, nelle porzioni carotate a granulometria fine si sono eseguite ad intervalli regolari, previa decorticazione superficiale, rilevazioni con "pocket penetrometer" e "torvane", che hanno fornito valori in prima approssimazione della resistenza del terreno in termini di tensioni totali (q_u = resistenza alla compressione semplice e c_u = coesione non drenata).

Per una migliore caratterizzazione geomeccanica della colonna stratigrafica sondata, a livello comparativo, in adiacenza al foro di sondaggio sono state condotte n. 2 penetrometrie statiche CPT sopra descritte. In due fori di sondaggio sono stati installati tubi inclinometrici per il rilievo dei movimenti del corpo gravitativo.

Di seguito si riportano i principali risultati delle prove. Per ulteriori dettagli, si rimanda alla Relazione Geologica elaborata dal Dott. Geol. Paolo Ciacci.

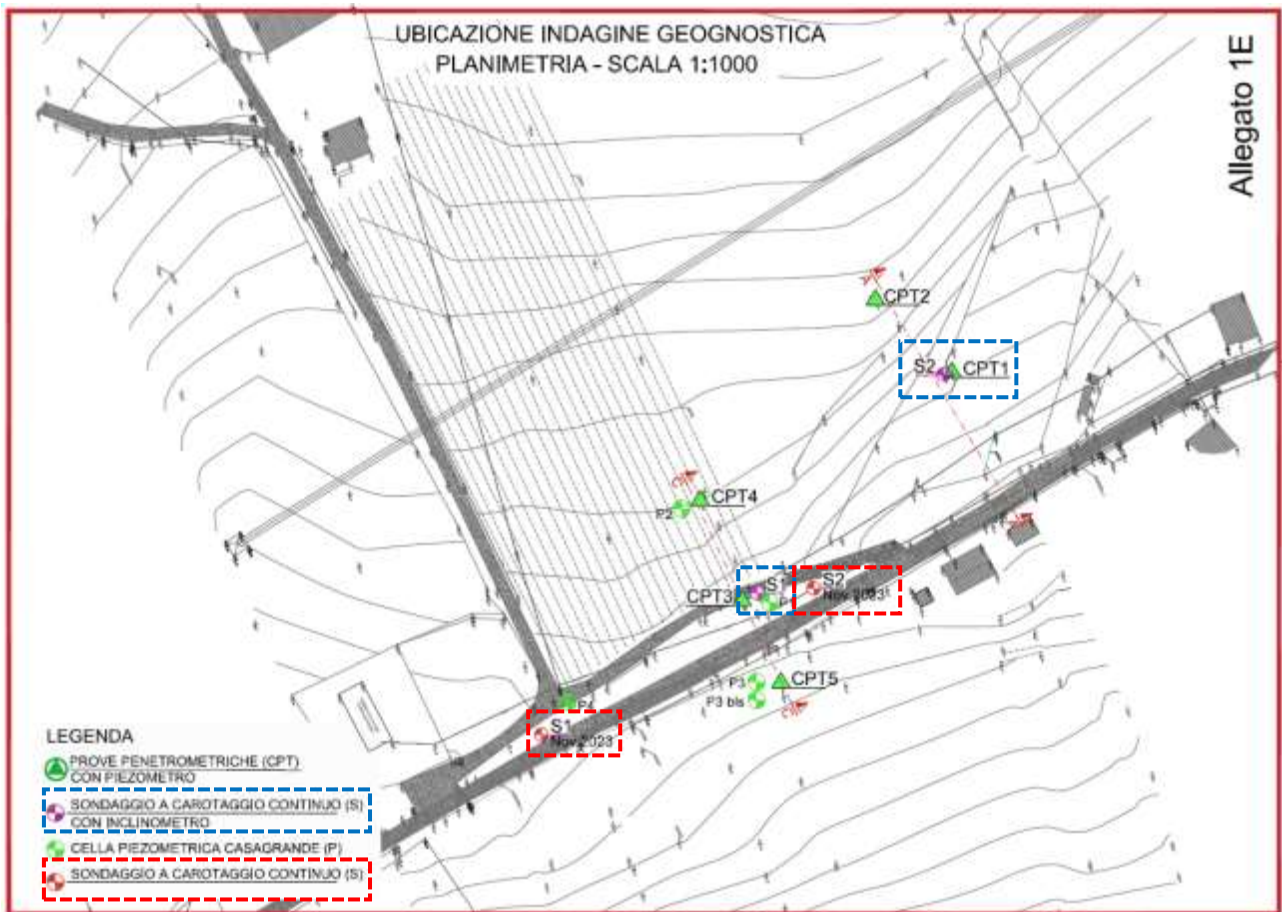


Figura 26 – Ubicazione delle indagini geognostiche eseguite dal Dott. Geol. Paolo Ciacci a partire dal 2015: in dettaglio, evidenziati in blu, i sondaggi realizzati nel 2015 mentre, in rosso, quelli realizzati nel 2023.

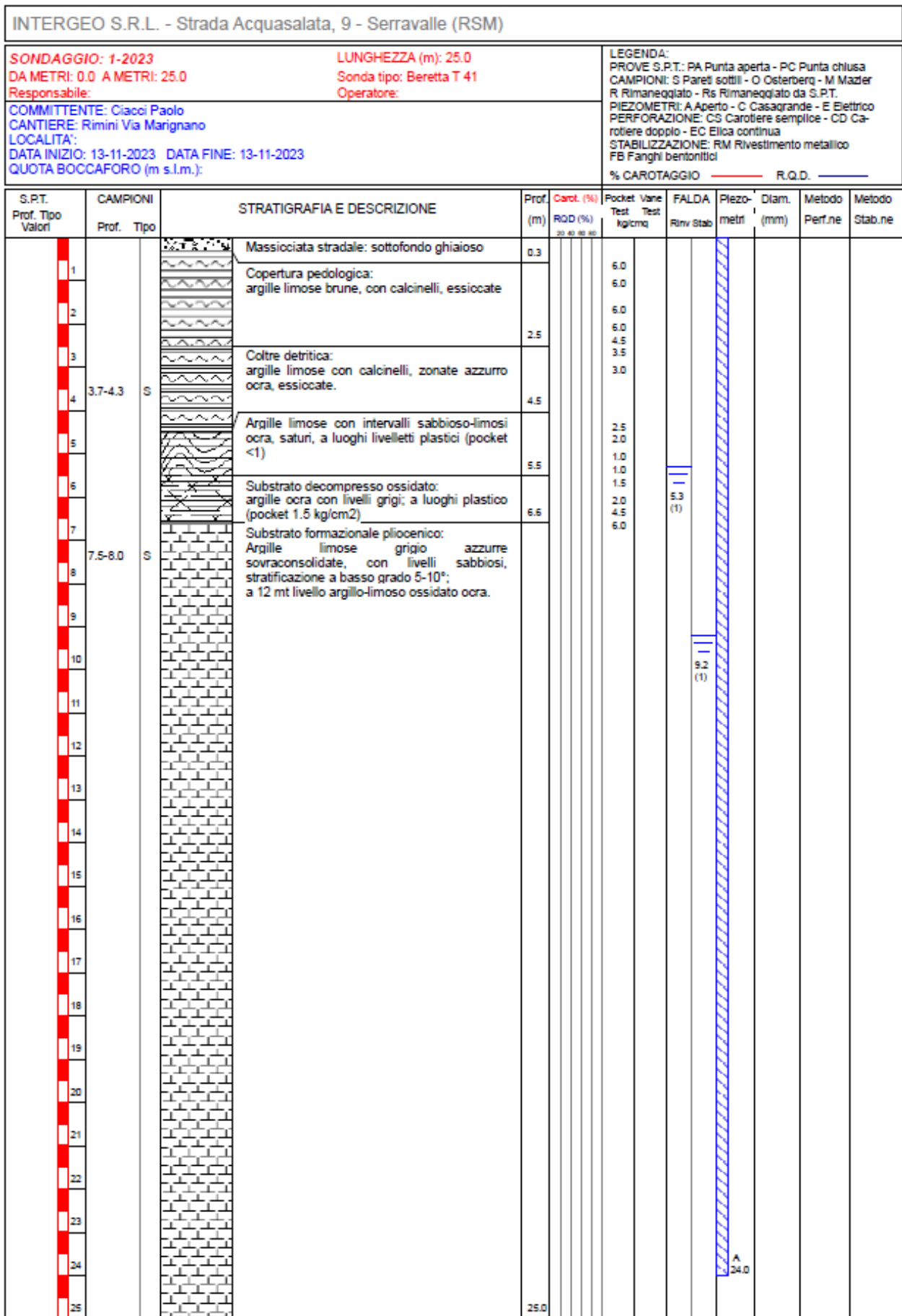


Figura 27 – Sondaggio meccanico a carotaggio continuo S1, realizzato nel 2023.

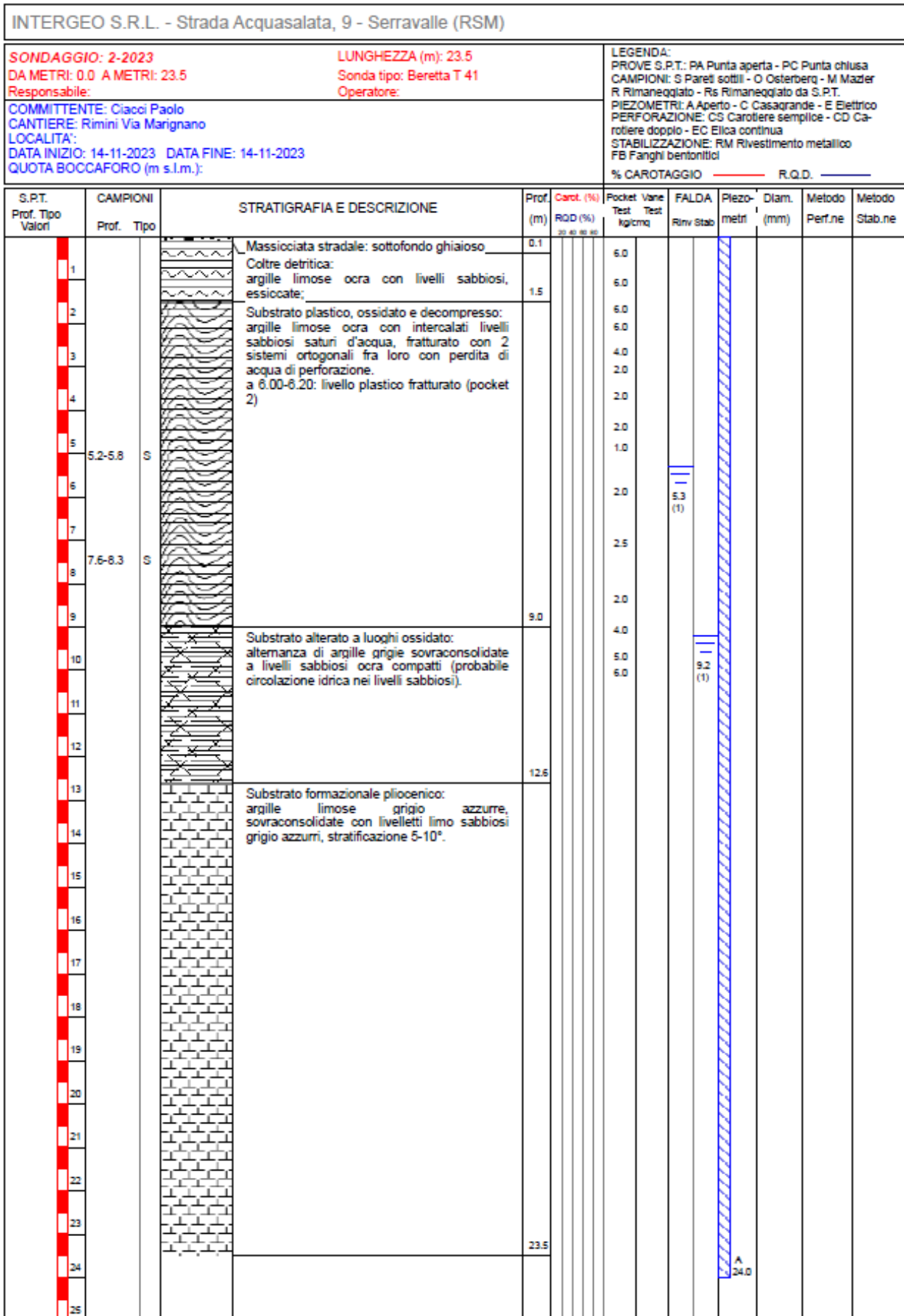


Figura 28 – Sondaggio meccanico a carotaggio continuo S2, realizzato nel 2023.

SONDAGGIO: INCL. 1		LUNGHEZZA (m): 20.0		LEGENDA:							
DA METRI: 0.0 A METRI: 20.0		Sonda tipo: IPC Drill 830 L		PROVE S.P.T.: PA Punta aperta - PC Punta chiusa							
Responsabile: Sammaritani G.		Operatore: Mondaini E. e Gabrielli M.		CAMPIONI: S Pareti sottili - O Osterberg - M Mazier							
COMMITTENTE: Dott. Geol. Ciacci Paolo				R Rimaneggiato - Rs Rimaneggiato da S.P.T.							
CANTIERE: Rimini -(RN) - Via Marignano				PIEZOMETRI: A Aperto - C Casagrande - E Elettrico							
LOCALITA':				PERFORAZIONE: CS Carotiere semplice - CD Carotiere doppio - EC Elica continua							
DATA INIZIO: 3-8-2015 DATA FINE: 3-8-2015				STABILIZZAZIONE: RM Rivestimento metallico							
QUOTA BOCCAFFORO (m s.l.m.):				FB Fanghi bentonitici							
				% CAROTAGGIO ——— R.Q.D. ———							
S.P.T. Prof. Tipo Valori	CAMPIONI Prof. Tipo	STRATIGRAFIA E DESCRIZIONE	Prof. (m)	Carot. (%) R.Q.D. (%)	Pocket Test	Vane Test	FALDA Rinv. Stab.	Inclinometro	Diam. (mm)	Metodo Perfor.	Metodo Stab. ne
1		SOTTOFONDO STRADALE: Argille limose ocre con clasti	0.3	1.5 3.2 3.0	0.9 1.2 1.2						
2		COLTRE DETRITICA: Argille limose ocre con livelli sabbiosi giallastri		2.0 2.2 2.0	1.0 1.0 1.0						
3		Livelli sabbiosi: -1.20: sabbia per 3 cm		2.0	0.0						
4		-2.10: sabbia per 10 cm		2.6	1.1						
5		-2.50: sabbia per 5 cm		4.1	1.7						
6		-3.30: sabbia per 5 cm		3.3	1.4						
7		-3.60: sabbia per 5 cm		3.0	1.3						
8		-4.40: sabbia per 5 cm		2.0	1.0						
9		-5.50: sabbia per 3 cm		1.5	0.7						
10		-5.80: sabbia per 4 cm		2.2	1.0						
11		-6.60: sabbia per 3 cm		4.0	1.8						
12		-7.10: sabbia per 10 cm		5.5 6.0 6.0	2.0						
13			6.8								
14		SUBSTRATO FORMAZIONALE: Marna argillose grigie con livelli decimetrici sabbiosi grigio azzurri (con presenza di conchiglie); stratificazione 10°									
15											
16											
17											
18											
19											
20			20.0								

Figura 29 – Sondaggio meccanico a carotaggio continuo S1, realizzato nel 2015.

S.P.T. Prof. Tipo Valori		CAMPIONI Prof. Tipo	STRATIGRAFIA E DESCRIZIONE	Prof. (m)	Carot. (%) R.Q.D. (%) 20 47 40 68	Pocket Test kg/cm²	Vitne Test kg/cm²	FALDA Rimv Stab	Indiro- metro	Diam. (mm)	Melaps Perf.us	Melodico Stab.ne
1			TERRENO AGRARIO: Argille limose ocre essicate	1.5		4.0 3.8	2.0 1.9					
2			COLTRE DETRITICA: Argille limose ocre con livelli sabbiosi ocre a tratti zonati celeste	2.8		1.5 1.1 1.0	0.8 0.5 0.5					
3			SUBSTRATO OSSIDATO E DECOMPRESSO: Argille limose grigie con livelli sabbiosi ossidati; stratificazione 10"			1.3 1.5 4.9	0.6 0.9 2.0					
4			Livelli sabbiosi: -3.60: sabbia per 5 cm -4.50: sabbia per 5 cm -5.10: sabbia per 5 cm -6.10: sabbia per 2 cm -6.30: sabbia per 3 cm -7.20: sabbia per 7 cm -7.90: sabbia per 10 cm -8.60: sabbia per 4 cm -9.10: sabbia per 10 cm -9.70: sabbia per 5 cm			6.0						
5												
6												
7												
8												
8												
10												
11			Strati con probabile circolazione idrica: -10.50: sabbia per 8 cm -11.20: sabbia per 6 cm -11.80: sabbia per 5 cm									
12												
13			-12.20: sabbia per 3 cm -12.95: sabbia per 15 cm	13.1								
14			SUBSTRATO FORMAZIONALE: Marna argillose grigie con livelli decimetrici sabbiosi grigio azzurri (con presenza di conchiglie); stratificazione 8-10 "									
15												
16												
17												
18												
19												
20				20.0								

Figura 30 – Sondaggio meccanico a carotaggio continuo S2, realizzato nel 2015.

a.2.2.3. Sondaggi meccanici a distribuzione di nucleo e installazione piezometri

Nel Settembre del 2016, su incarico del Comune di Rimini, la ditta Soil Investigation S.n.c. Di Marco Rossi & C. ha effettuato n. 4 sondaggi a distruzione di nucleo con l'installazione di celle piezometriche di Casagrande per il rilievo del livello della falda. Nell'immagine che segue si riporta l'ubicazione dei punti di indagine.




 **SONDAGGI CAMPAGNA 09/2016**

Figura 31 – *Punti di indagine relativi i sondaggi a distruzione di nucleo e installazione delle celle piezometriche di Casagrande da parte della Soil Investigation S.n.c. Di Marco Rossi & C..*

I Sondaggi sono stati eseguiti con perforatrice Ellettari EK200 S dal peso complessivo 4 tonnellate. Il campionamento è avvenuto spingendo un tubo carotiere semplice TS1 del diametro di 101 mm e lunghezza 1500 mm. La perforazione è avvenuta a secco, spingendo il tubo carotiere con spinta pari a 20 bar, e con rotazione pari a circa 60/70 giri/min. La modalità di perforazione in questo caso è sempre stata eseguita con spinta del carotiere a secco, senza uso di circolazione di fluidi.

Il recupero è generalmente buono in limi argillosi ed argille mediamente consistenti, mentre nella Formazione il recupero è risultato variabile e condizionato dalla non rara presenza di lenti sabbiose con circolazione idrica che hanno necessitato l'esecuzione di carotaggio con utilizzo del tubo di rivestimento.

In tutti i fori di sondaggio è stato notato, dopo l'attraversamento della parte superficiale della coltre superficiale rigonfiante, un buon autosostentamento delle pareti del foro e non sono stati riscontrati rigonfiamenti plastici persistenti, ma solo modeste espansioni laterali localizzate e temporanee.

I fori realizzati sono stati strumentati con celle piezometriche di Casagrande, due per ogni foro, poste a diverse quote con dreno sabbia calibrata e tappo bentonitico per l'isolamento dei due strumenti all'interno del singolo foro.

Si evidenzia come nel foro S3 siano stati eseguiti n. 2 sondaggi con installazione in due fori distinti delle due celle denominati S3 e S3bis, adiacenti, a causa del verificarsi di franamenti di lenti sabbiose che hanno impedito di inserire una seconda canna piezometrica.



Figura 32 – Piezometro di Casagrande.



Figura 33 – Cella di Casagrande.

Di seguito si espongono i principali risultati delle prove eseguite. Per ulteriori dettagli, si rimanda, anche in questo caso, alla Relazione Geologica elaborata dal Dott. Geol. Paolo Ciacci.

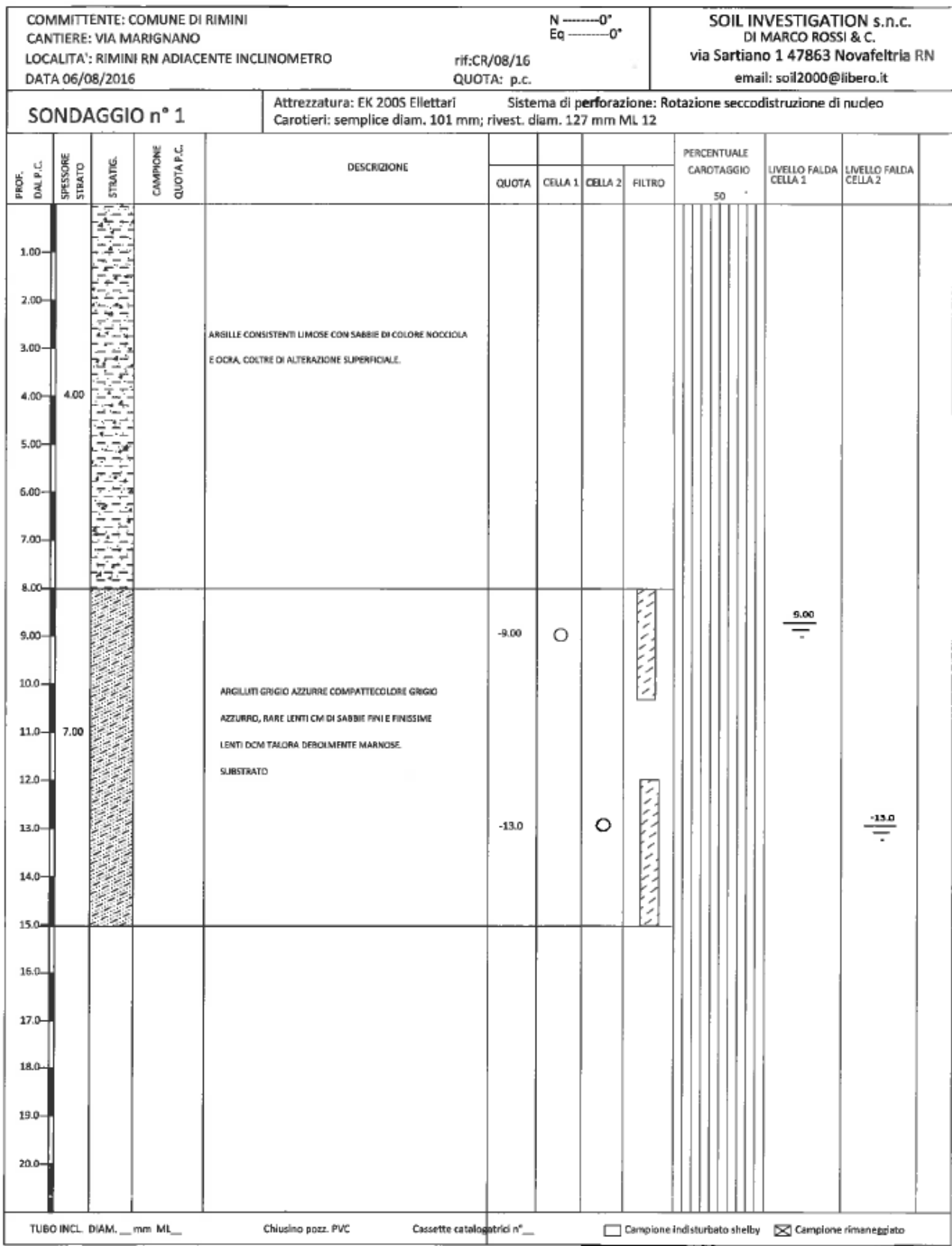


Figura 34 – Sondaggio meccanico a distruzione di nucleo S1 per l'installazione dei piezometri di Casagrande.

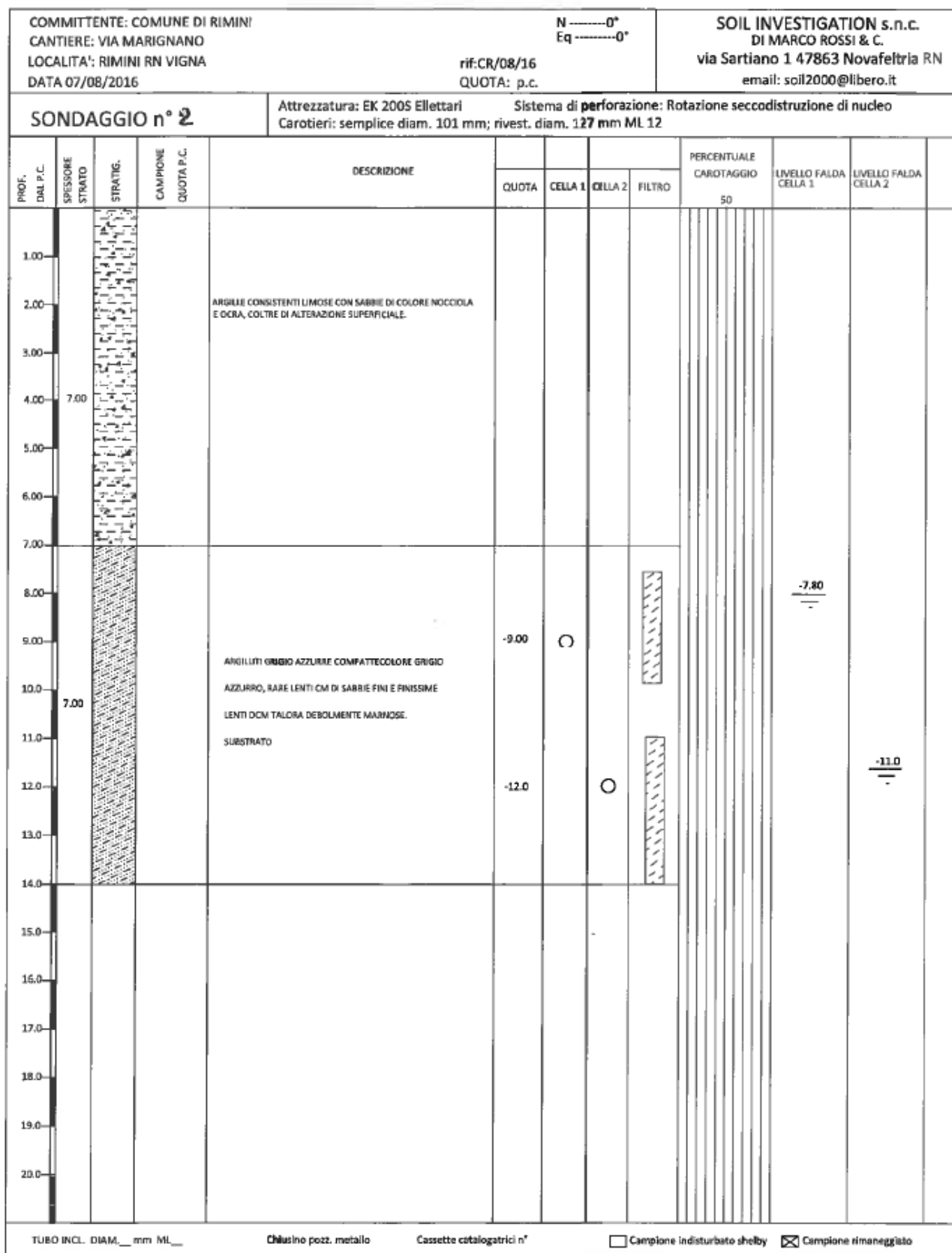


Figura 35 – Sondaggio meccanico a distruzione di nucleo S2 per l'installazione dei piezometri di Casagrande.

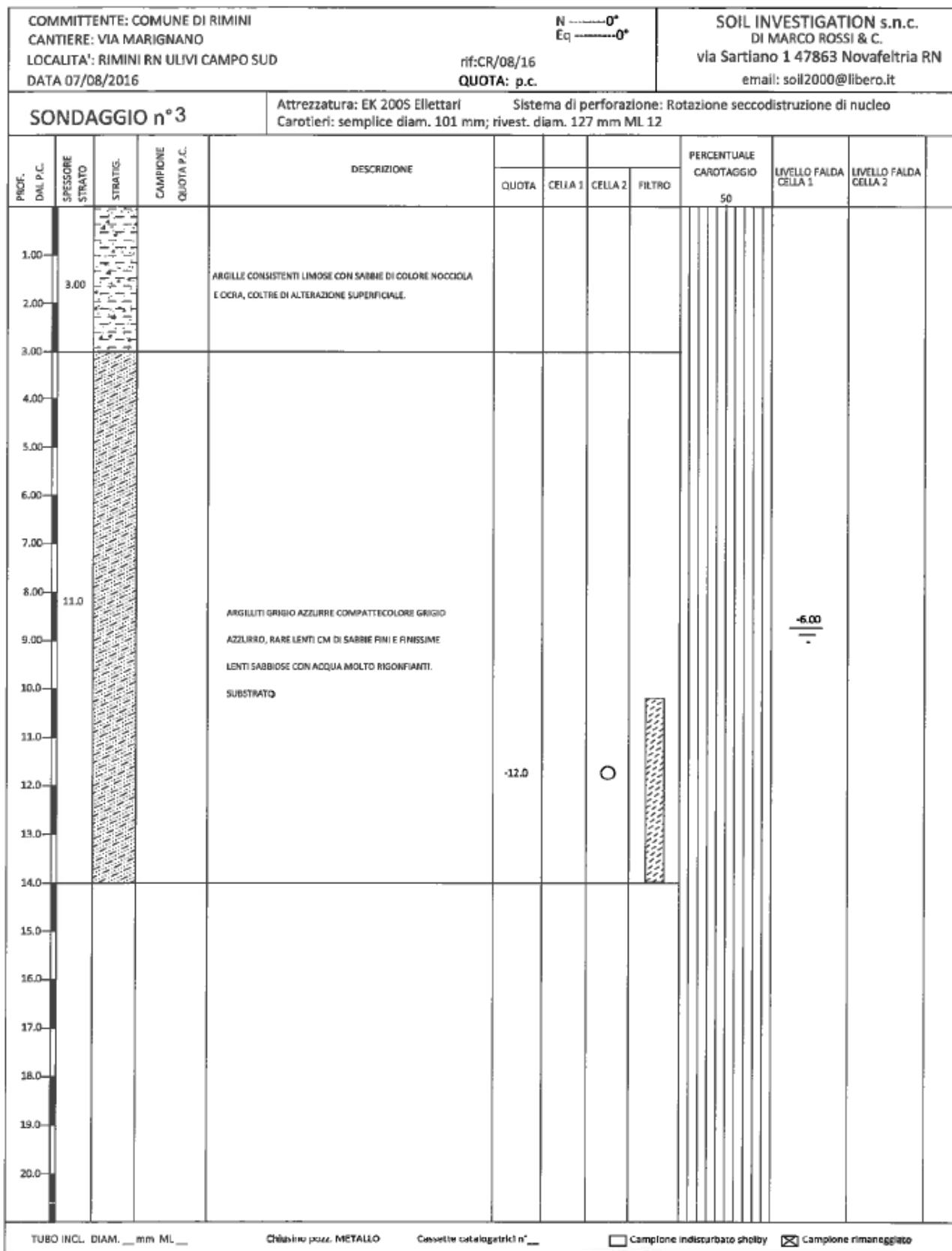


Figura 36 – Sondaggio meccanico a distruzione di nucleo S3 per l'installazione dei piezometri di Casagrande.

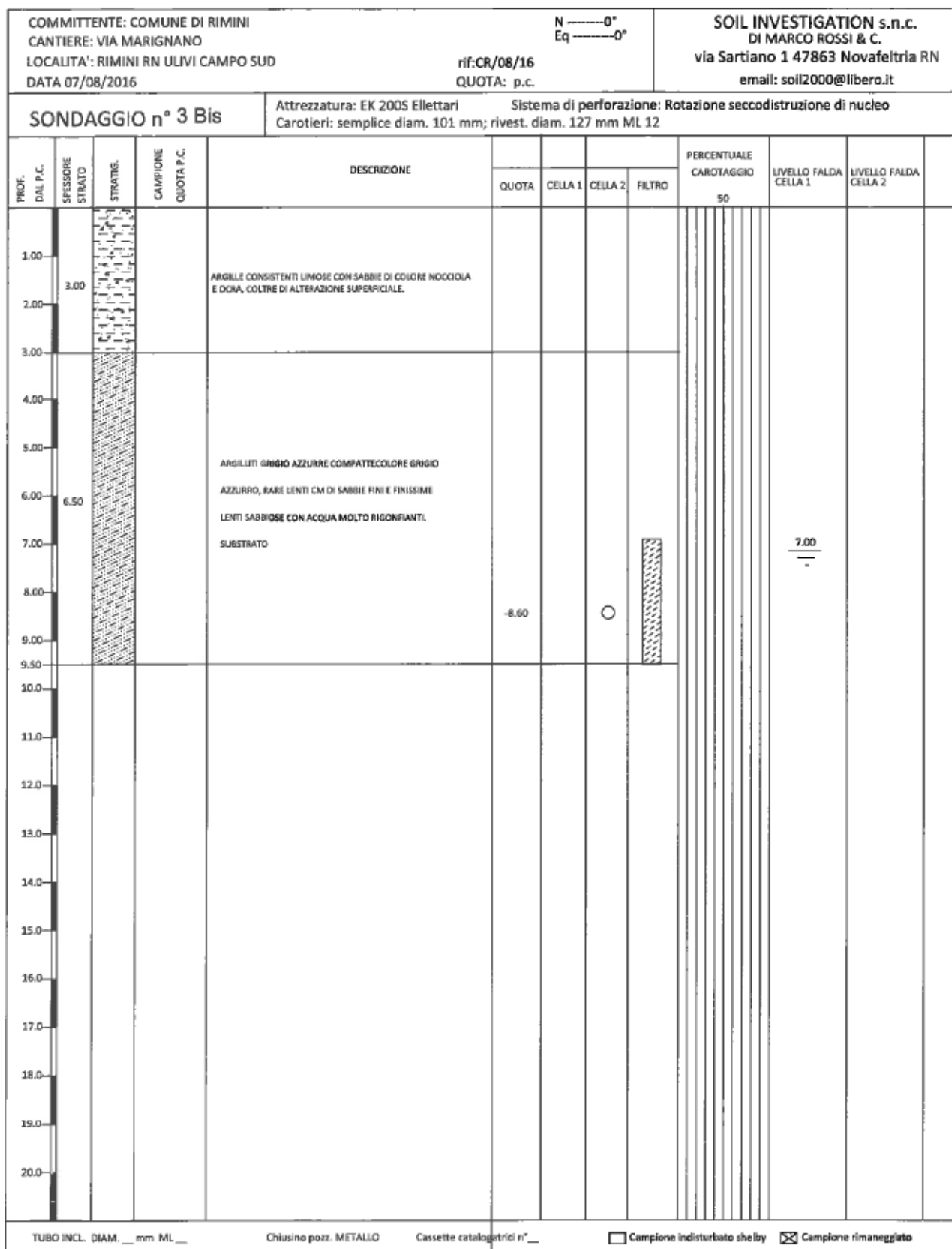


Figura 37 – Sondaggio meccanico a distruzione di nucleo S3bis per l'installazione dei piezometri di Casagrande.

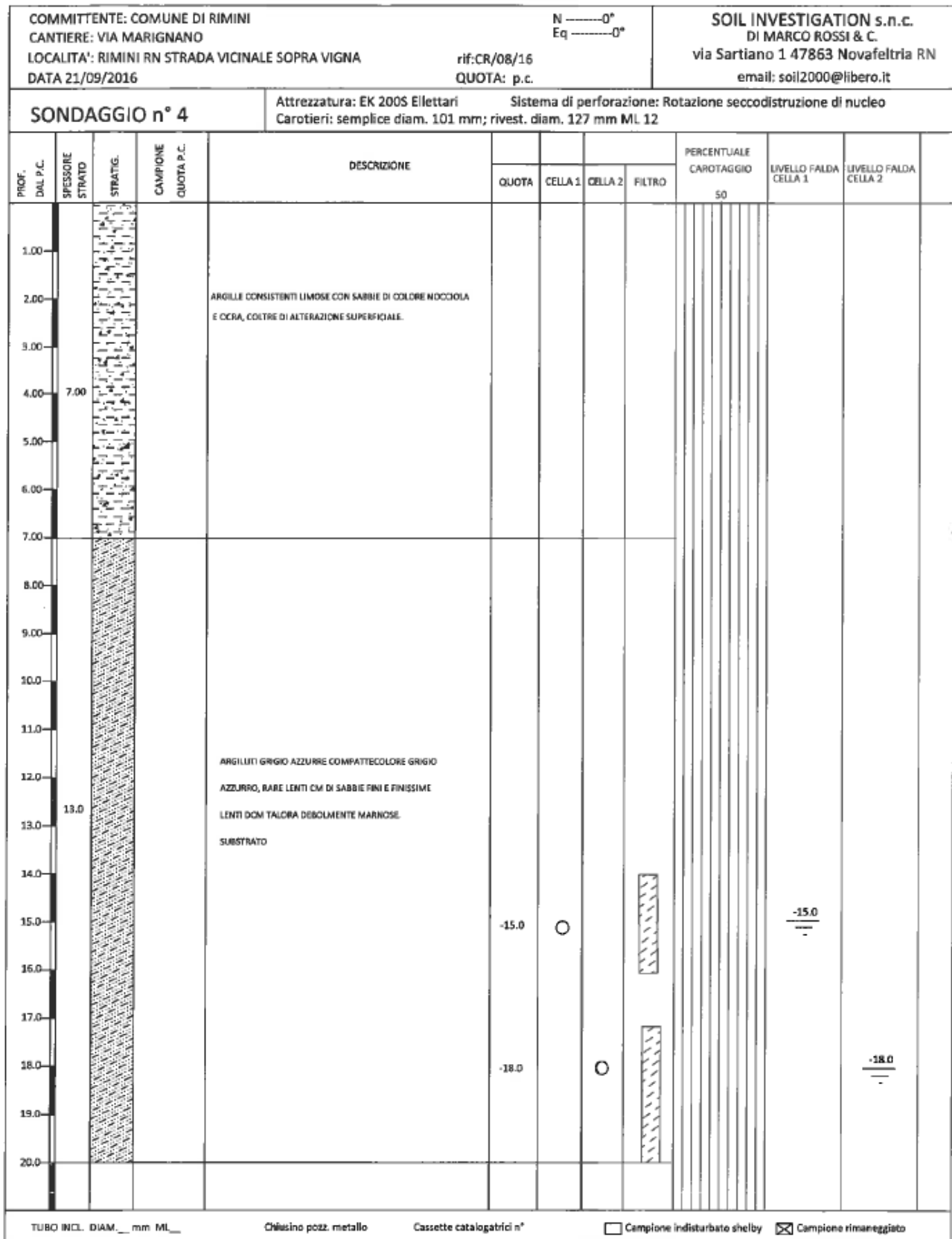


Figura 38 – Sondaggio meccanico a distruzione di nucleo S4 per l'installazione dei piezometri di Casagrande.

a.2.2.4. Indagini in laboratorio

Sui campioni prelevati dai n. 2 sondaggi realizzati nel 2023, sono state condotte indagini di laboratorio finalizzate all'individuazione delle caratteristiche e dei parametri meccanici di maggiore interesse per la progettazione dei presidi funzionali alla stabilizzazione del tratto di Via Marignano interessata dai movimenti franosi.



Figura 39 – Parte delle carote estratte tramite il sondaggio S1 del Novembre 2023.



Figura 40 – Parte delle carote estratte tramite il sondaggio S2 del Novembre 2023.

Di seguito si riportano i principali risultati delle prove. Per ulteriori dettagli, si rimanda alla Relazione Geologica con particolare riguardo per il report inerente gli esiti dei sondaggi e delle prove eseguite presso il laboratorio geotecnico GEODE del Dott. Geol. Marino Mularoni.



LABORATORIO GEOTECNICO

del Dr. Geol. M. Mularoni
Via Casalecchio, 39 - 47924 Rimini

Azienda certificata ISO 9001:2015
Cert. SGS n. IT12/0538

Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Art. 59 DPR 380/2001 D. n. 0000128 del 10/01/2014

COMMITTENTE	Dr. PAOLO CIACCI	SONDAGGIO	1
CANTIERE	VIA MARIGNANO	CAMPIONE	1
LOCALITA'	RIMINI SANTA CRISTINA	PROFONDITA' da m	3,70
RIF.	G23-111	a m	4,30
Data ricevimento campione	16.11.2023	Verbale accettazione	417/23
Data certificati	27.11.2023	Certificati	

SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE

CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE				LIMITI DI ATTERBERG			
Contenuto in acqua	Wn	22,850	%	Limite di liquidità	LL	45,76	%
Peso di volume umido	γ	2,090	g/cm ³	Limite di plasticità	LP	24,49	%
Peso di volume secco	γ_d	1,702	g/cm ³	Limite di ritiro	LR		%
Peso specifico	G		g/cm ³	Indice liquido	IL		
Indice dei vuoti	e			Indice plastico	IP	21,27	
Porosità	n		%	Indice di consistenza	IC	1,08	
Umidità di saturazione	Wsat		%	Ritiro lineare	IS		%
Grado di saturazione	Sr		%	Grado di attività	A		
Blu di metilene	Vb			Sensibilità	St		
GRANULOMETRIA				RESISTENZA A COMPRESSIONE			
Ciottoli	C		%	Compressione semplice (ELL)	σ_c		KPa
Ghiaia	G	1,00	%	Deformazione a rottura	ev		%
Sabbia	S	17,59	%				
Limo+argilla	L+A		%				
Limo	L	59,92	%				
Argilla	A	21,49	%				
Coeff. di uniformità	U						
Classificazione CNR-UNI 10006							
PROVA DI TAGLIO DIRETTO							
Test CD	Angolo di attrito	ϕ'	19,1	°	Coesione efficace	C'	33,4
Test CD cv	a volume costante	ϕ_{cv}		°	Coesione	C _{cv}	KPa
Test Cr	Angolo residuo	ϕ_r	14,7	°	Coesione residua	C _r	12,8
							KPa
PROVA DI COMPRESSIONE TRIASSIALE							
Test CIU	Angolo di attrito	ϕ'		°	Coesione efficace	C'	KPa
	Angolo di attrito	ϕ_{cu}		°	Coesione non drenata	C _{cu}	KPa
	Angolo di attrito	ϕ_{uu}		°	Coesione non drenata	c _{uu}	KPa
PROVA EDOMETRICA							
Modulo edometrico	Ed		Mpa		Gradino di carico	σ	KPa
Coeff. di consolidazione	Cv		cm ² /sec		Indice di rigonfiamento	Cs	
Coeff. di compress. edom.	Mv		mq/KN				
Coeff. di permeabilità	K		m/sec		Coeff. di cons. second.	Ca	%

Note:



Lo Sperimentatore
Dr. Marino Mularoni

Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Marino Mularoni

Figura 41 – Sommario delle caratteristiche fisico-meccaniche ottenute mediante le prove in laboratorio sul Campione 1 estratto dal Sondaggio 1 del Novembre 2023 alla profondità 3,70-4,30 m.



LABORATORIO GEOTECNICO

del Dr. Geol. M. Mularoni
Via Casalechio, 39 - 47924 Rimini

Azienda certificata ISO 9001:2015
Cert. SGS n. IT12/0538

Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Art. 59 DPR 380/2001 D. n. 0000128 del 10/01/2014

COMMITTENTE	Dr. PAOLO CIACCI	SONDAGGIO	1
CANTIERE	VIA MARIGNANO	CAMPIONE	2
LOCALITA'	RIMINI SANTA CRISTINA	PROFONDITA' da m	7,50
RIF.	G23-111	a m	8,00
Data ricevimento campione	16.11.2023	Verbale accettazione	418/23
Data certificati	27.11.2023	Certificati	

SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE

CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE				LIMITI DI ATTERBERG			
Contenuto in acqua	Wn	17,360	%	Limite di liquidità	LL	40,12	%
Peso di volume umido	γ	2,128	g/cm ³	Limite di plasticità	LP	22,67	%
Peso di volume secco	γ_d	1,814	g/cm ³	Limite di ritiro	LR		%
Peso specifico	G		g/cm ³	Indice liquido	IL		
Indice dei vuoti	e			Indice plastico	IP	17,45	
Porosità	n		%	Indice di consistenza	IC	1,30	
Umidità di saturazione	Wsat		%	Ritiro lineare	IS		%
Grado di saturazione	Sr		%	Grado di attività	A		
Blu di metilene	Vb			Sensibilità	St		
GRANULOMETRIA				RESISTENZA A COMPRESSIONE			
Ciottoli	C		%	Compressione semplice (ELL)	sc		KPa
Ghiaia	G		%	Deformazione a rottura	ev		%
Sabbia	S	7,35	%	PP-VT			
Limo+argilla	L+A		%		da	a	
Limo	L	75,54	%	Pocket penetrometer	PP	>600	KPa
Argilla	A	17,11	%	Vane Test	VT	>200	KPa
Coeff. di uniformità	U						
Classificazione CNR-UNI 10006							
PROVA DI TAGLIO DIRETTO							
Test CD	Angolo di attrito	φ'	20,3	°	Coesione efficace	C'	72,8
Test CD cv	a volume costante	φ_{cv}		°	Coesione	C _{cv}	KPa
Test Cr	Angolo residuo	φ_r	14,3	°	Coesione residua	Cr	11,3
							KPa
PROVA DI COMPRESSIONE TRIASSIALE							
Test CIU	Angolo di attrito	φ'		°	Coesione efficace	C'	KPa
	Angolo di attrito	φ_{cu}		°	Coesione non drenata	C _{cu}	KPa
	Angolo di attrito	φ_{uu}		°	Coesione non drenata	c _{uu}	KPa
PROVA EDOMETRICA							
Modulo edometrico	Ed		Mpa	Gradino di carico	σ		KPa
Coeff. di consolidazione	Cv		cm ² /sec	Indice di rigonfiamento	Cs		
Coeff. di compress. edom.	Mv		mq/KN				
Coeff. di permeabilità	K		m/sec	Coeff. di cons. second.	Ca		%

Note:



Lo Sperimentatore
Dr. Marino Mularoni

Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Marino Mularoni

Figura 42 – Sommario delle caratteristiche fisico-meccaniche ottenute mediante le prove in laboratorio sul Campione 2 estratto dal Sondaggio 1 del Novembre 2023 alla profondità 7,50-8,00 m.



LABORATORIO GEOTECNICO

del Dr. Geol. M. Mularoni
Via Casalecchio, 39 - 47924 Rimini

Azienda certificata ISO 9001:2015
Cert. SGS n. IT12/0538

Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Art. 59 DPR 380/2001 D. n. 0000128 del 10/01/2014

COMMITTENTE	Dr. PAOLO CIACCI	SONDAGGIO	2
CANTIERE	VIA MARIGNANO	CAMPIONE	1
LOCALITA'	RIMINI SANTA CRISTINA	PROFONDITA' da m	5,20
RIF.	G23-111	a m	5,80
Data ricevimento campione	16.11.2023	Verbale accettazione	419/23
Data certificati	27.11.2023	Certificati	

SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE

CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE				LIMITI DI ATTERBERG			
Contenuto in acqua	Wn	32,560	%	Limite di liquidità	LL	41,04	%
Peso di volume umido	γ	1,954	g/cm ³	Limite di plasticità	LP	23,63	%
Peso di volume secco	γ_d	1,474	g/cm ³	Limite di ritiro	LR		%
Peso specifico	G		g/cm ³	Indice liquido	IL	0,51	
Indice dei vuoti	e			Indice plastico	IP	17,41	
Porosità	n		%	Indice di consistenza	IC	0,49	
Umidità di saturazione	Wsat		%	Ritiro lineare	IS		%
Grado di saturazione	Sr		%	Grado di attività	A		
Blu di metilene	Vb			Sensibilità	St		
GRANULOMETRIA				RESISTENZA A COMPRESIONE			
Ciottoli	C		%	Compressione semplice (ELL)	σ_c		KPa
Ghiaia	G		%	Deformazione a rottura	ev		%
Sabbia	S	8,39	%	PP-VT			
Limo+argilla	L+A		%	Pocket penetrometer	PP	da 440 a >600	KPa
Limo	L	68,25	%	Vane Test	VT	>200	KPa
Argilla	A	23,36	%				
Coeff. di uniformità	U						
Classificazione CNR-UNI 10008							
PROVA DI TAGLIO DIRETTO							
Test CD	Angolo di attrito	φ'	21,3	°	Coesione efficace	C'	46,6
Test CD cv	a volume costante	φ_{cv}		°	Coesione	C _{cv}	KPa
Test Cr	Angolo residuo	φ_r	16,4	°	Coesione residua	Cr	17,0
							KPa
PROVA DI COMPRESIONE TRIASSIALE							
Test CIU	Angolo di attrito	φ'		°	Coesione efficace	C'	KPa
	Angolo di attrito	φ_{cu}		°	Coesione non drenata	C _{cu}	KPa
	Angolo di attrito	φ_{uu}		°	Coesione non drenata	cuu	KPa
PROVA EDOMETRICA							
Modulo edometrico	Ed		Mpa	Gradino di carico	σ		KPa
Coeff. di consolidazione	Cv		cm ² /sec	Indice di rigonfiamento	Cs		
Coeff. di compress. edom.	Mv		mq/KN				
Coeff. di permeabilità	K		m/sec	Coeff. di cons. second.	Ca		%

Note:



Lo Sperimentatore
Dr. Marino Mularoni

Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Marino Mularoni

Figura 43 – Sommario delle caratteristiche fisico-meccaniche ottenute mediante le prove in laboratorio sul Campione 1 estratto dal Sondaggio 2 del Novembre 2023 alla profondità 5,20-5,80 m.



LABORATORIO GEOTECNICO

del Dr. Geol. M. Mularoni
Via Casalecchio, 39 - 47924 Rimini

Azienda certificata ISO 9001:2015
Cert. SGS n. IT12/0538

Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Art. 59 DPR 380/2001 D. n. 0000128 del 10/01/2014

COMMITTENTE	Dr. PAOLO CIACCI	SONDAGGIO	2
CANTIERE	VIA MARIGNANO	CAMPIONE	2
LOCALITA'	RIMINI SANTA CRISTINA	PROFONDITA' da m	7,60
RIF.	G23-111	a m	8,30
Data ricevimento campione	16.11.2023	Verbale accettazione	420/23
Data certificati	27.11.2023	Certificati	

SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE

CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE				LIMITI DI ATTERBERG			
Contenuto in acqua	Wn	19,930	%	Limite di liquidità	LL	42,51	%
Peso di volume umido	γ	2,105	g/cm ³	Limite di plasticità	LP	23,81	%
Peso di volume secco	γ_d	1,755	g/cm ³	Limite di ritiro	LR		%
Peso specifico	G		g/cm ³	Indice liquido	IL		
Indice dei vuoti	e			Indice plastico	IP	18,70	
Porosità	n		%	Indice di consistenza	IC	1,21	
Umidità di saturazione	Wsat		%	Ritiro lineare	IS		%
Grado di saturazione	Sr		%	Grado di attività	A		
Blu di metilene	Vb			Sensibilità	St		
GRANULOMETRIA				RESISTENZA A COMPRESIONE			
Ciottoli	C		%	Compressione semplice (ELL)	σ_c		KPa
Ghiaia	G	0,50	%	Deformazione a rottura	ev		%
Sabbia	S	11,46	%				
Limo+argilla	L+A		%				
Limo	L	61,75	%				
Argilla	A	26,29	%				
Coeff. di uniformità	U						
Classificazione CNR-UNI 10006							
PROVA DI TAGLIO DIRETTO							
Test CD	Angolo di attrito	φ'	21,4	°	Coesione efficace	C'	54,3
Test CD cv	a volume costante	φ_{cv}		°	Coesione	C _{cv}	KPa
Test Cr	Angolo residuo	φ_r	15,5	°	Coesione residua	Cr	9,1
							KPa
PROVA DI COMPRESIONE TRIASSIALE							
Test CIU	Angolo di attrito	φ'		°	Coesione efficace	C'	KPa
	Angolo di attrito	φ_{cu}		°	Coesione non drenata	C _{cu}	KPa
	Angolo di attrito	φ_{uu}		°	Coesione non drenata	c _{uu}	KPa
PROVA EDOMETRICA							
Modulo edometrico	Ed		Mpa		Gradino di carico	σ	KPa
Coeff. di consolidazione	Cv		cm ² /sec		Indice di rigonfiamento	Cs	
Coeff. di compress. edom.	Mv		mq/KN				
Coeff. di permeabilità	K		m/sec		Coeff. di cons. second.	Ca	%

Note:



Lo Sperimentatore
Dr. Marino Mularoni

Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Marino Mularoni

Figura 44 – Sommario delle caratteristiche fisico-meccaniche ottenute mediante le prove in laboratorio sul Campione 2 estratto dal Sondaggio 2 del Novembre 2023 alla profondità 7,60-8,30 m.

a.2.3. Stratigrafia e caratteristiche litologiche e meccaniche medie

L'indagine geognostica svolta ha consentito di definire il quadro stratigrafico dell'area in esame e di individuare n. 3 litotipi nei terreni costituenti il primo sottosuolo, suddividibili in base alle caratteristiche litologiche e geomeccaniche.

LIV.	Descrizione
V	Livello superficiale eluvio – colluviale costituito da argille limose di colore ocra con livelli sabbiosi giallastri, di spessore variabile e generalmente considerevole, compreso tra i 3,00 m e gli 8,80 metri, fortemente alterato e con caratteristiche geotecniche generalmente scadenti e molto variabili sia arealmente che in profondità. Generalmente i movimenti gravitativi oggetto di studio presentano superfici di scivolamento sino alla base di questo litotipo e pertanto tali terreni presentano valori di resistenza tipicamente allo stato critico e/o residui.
SD	Substrato alterato e decompresso. Argille limose sovraconsolidate, di colore grigio con livelli sabbiosi ossidati per circolazione idrica di spessore centimetrico. Si evidenziano tracce di stratificazione. Talora viene rilevato sino a profondità di circa 13,0 metri. A tratti ancora presenti tracce di alterazione e decompresso rispetto al substrato inalterato. I terreni appartenenti all'unità FAA2ap presentano maggiori interstratificazioni sabbiose. Caratteristiche geomeccaniche gradualmente crescenti con la profondità.
SU	Substrato pliocenico integro. Formazione pliocenica inalterata in posto costituita da marne argillose fortemente sovraconsolidate, grigie con livelli sabbiosi grigio azzurri con presenza di conchiglie. I terreni appartenenti all'unità FAA2ap presentano maggiori interstratificazioni sabbiose. Tale deposito risulta duro e a ridotta compressibilità.

Tabella 3 – Individuazione dei litotipi rilevati attraverso le indagini geognostiche svolte.

Inoltre, in ragione degli esiti delle indagini svolte presso il laboratorio geotecnico GEODE nonché di quanto desumibile attraverso le correlazioni disponibili in letteratura applicate alle misurazioni effettuate in sito, è stato possibile attribuire ai litotipi le seguenti caratteristiche meccaniche.

Liv.	Profondità Da mt. a mt.	Descrizione	De (ton/mc) Peso di volume	Cu (ton/mq) Coesione Totale	C' (ton/mq) Coesione Drenata	Fi (gradi) Angolo di Attrito Interno	Ed (Kg/cmq) Modulo di compress.	Rp (Kg/cmq) Resisten. Punta alla Penetraz.
V	Da P.C. a -3,0/8,80m	Livello superficiale eluvio – colluviale.	1.7-1.8	2.5-5.0	0.3-0.5 Res. 0	19-21° Res. 14-16°	60-80	20-30
SD	Da -3,0/8,80m a -13,0m max	Substrato alterato e decompresso.	1.9-2.0	8.0-10	0.8-1.0 Res. 0	20-21° Res. 14-16°	100-120	40-60
SU	Da -13,0 max in poi	Substrato pliocenico integro.	2.0-2.1	20-30	2.0-3.0	24-26°	>120	>90

Tabella 4 – Individuazione dei litotipi rilevati attraverso le indagini geognostiche svolte.

Si evidenzia come i movimenti gravitativi in sito, in virtù dell'assetto geologico rilevato e delle loro caratteristiche evolutive, oltre ad interessare interamente il Litotipo V arrivino talora ad interessare anche porzioni del substrato decompresso (Litotipo SD), soprattutto ove le dinamiche gravitative risultino prevalentemente planari, talora con scorrimenti di interstrato; ciò viene evidenziato soprattutto in corrispondenza dell'inclinometro n. 1.

Generalmente gli spessori delle masse in frana risultano maggiori rispetto a quelle precedentemente rilevate dal dott. Baistocchi, evidenziando una progressione del fenomeno anche in profondità.

Di seguito si riporta uno stralcio delle sezioni stratigrafiche e della loro ubicazione planimetrica.

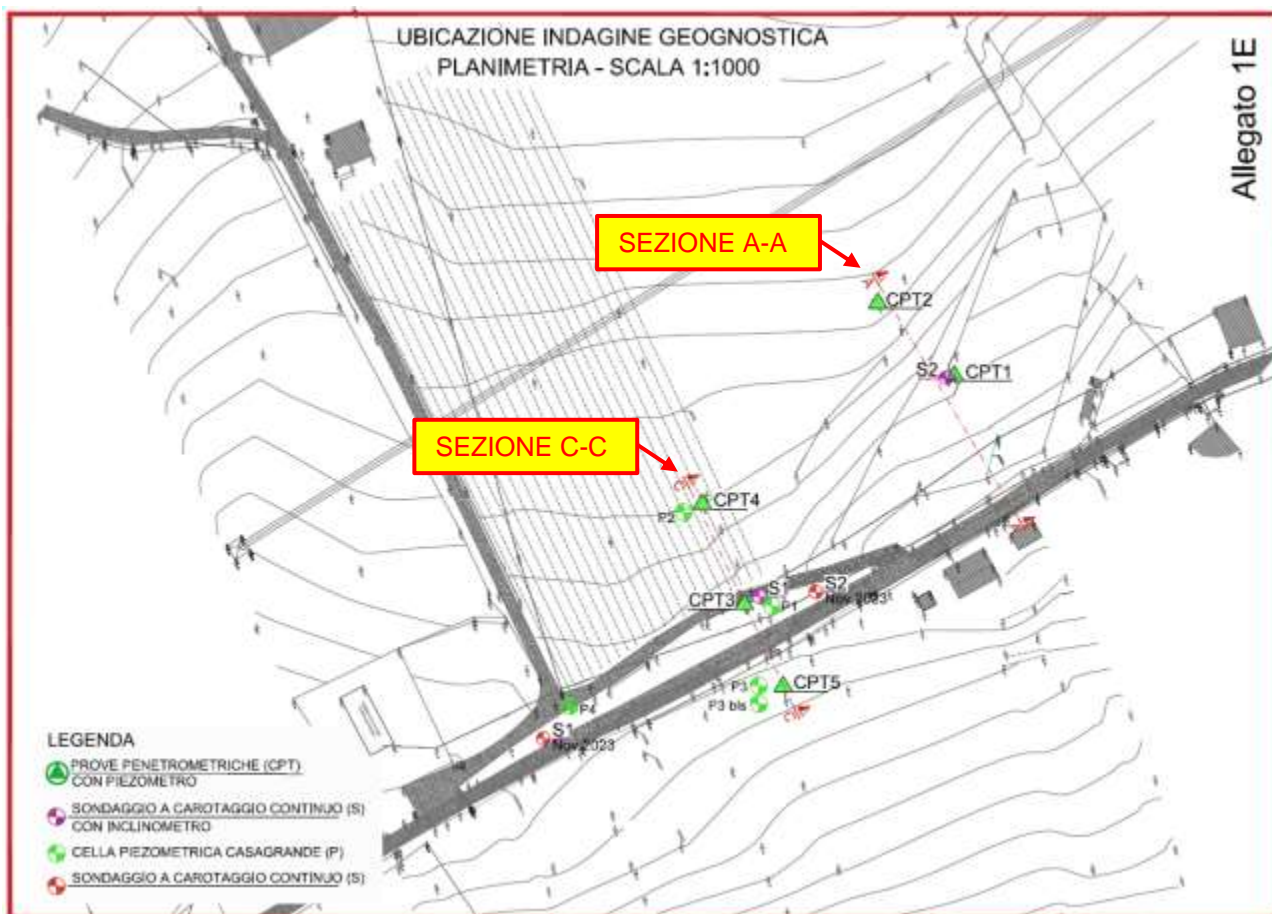
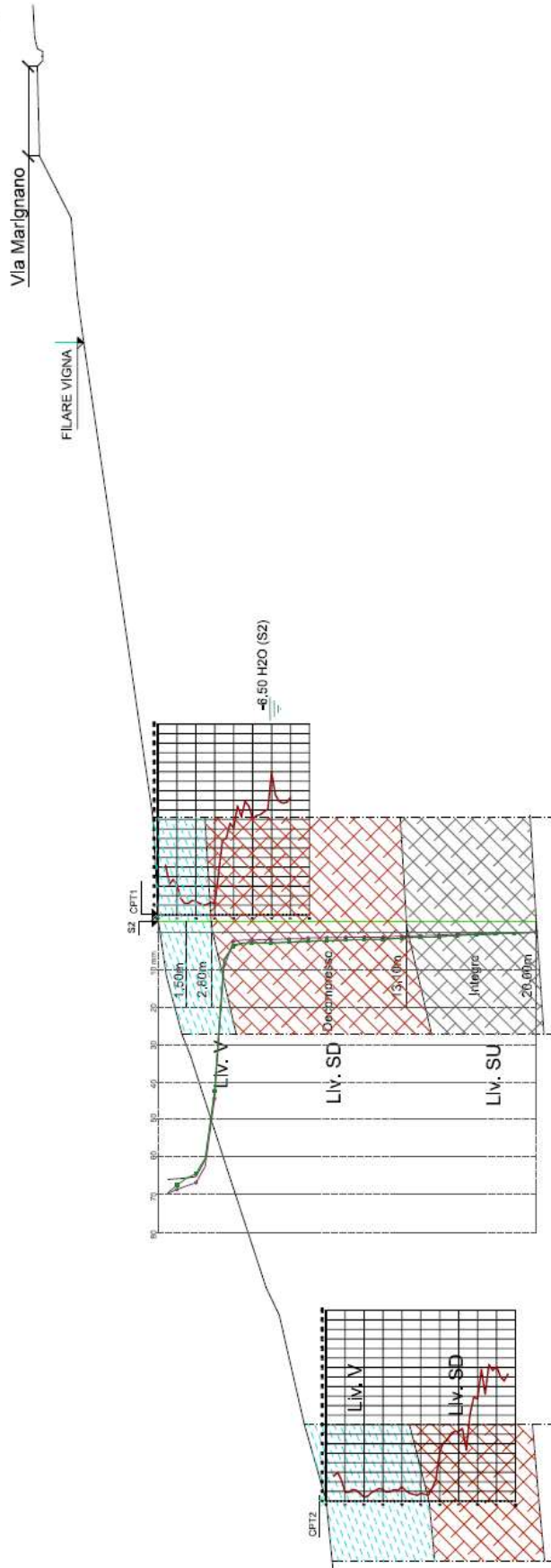


Figura 45 – Ubicazione delle indagini geognostiche eseguite dal Dott. Geol. Paolo Ciacci a partire dal 2015: in dettaglio le sezioni stratigrafiche.

SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA
SEZIONE A-A SCALA 1:200

Allegato 1F



LEGENDA








-  Livello V
-  Livello SD
-  Livello SU
-  -6.50 H2O Quota falda lettura del 09.11.2016 in S2
-  Lettura inclinometrica del 19.07.2016
-  Lettura inclinometrica del 12.05.2016
-  Lettura inclinometrica del 25.03.2016

Figura 46 – Sezione litostratigrafica A-A.

SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA
SEZIONE C-C SCALA 1:200

Allegato 1G

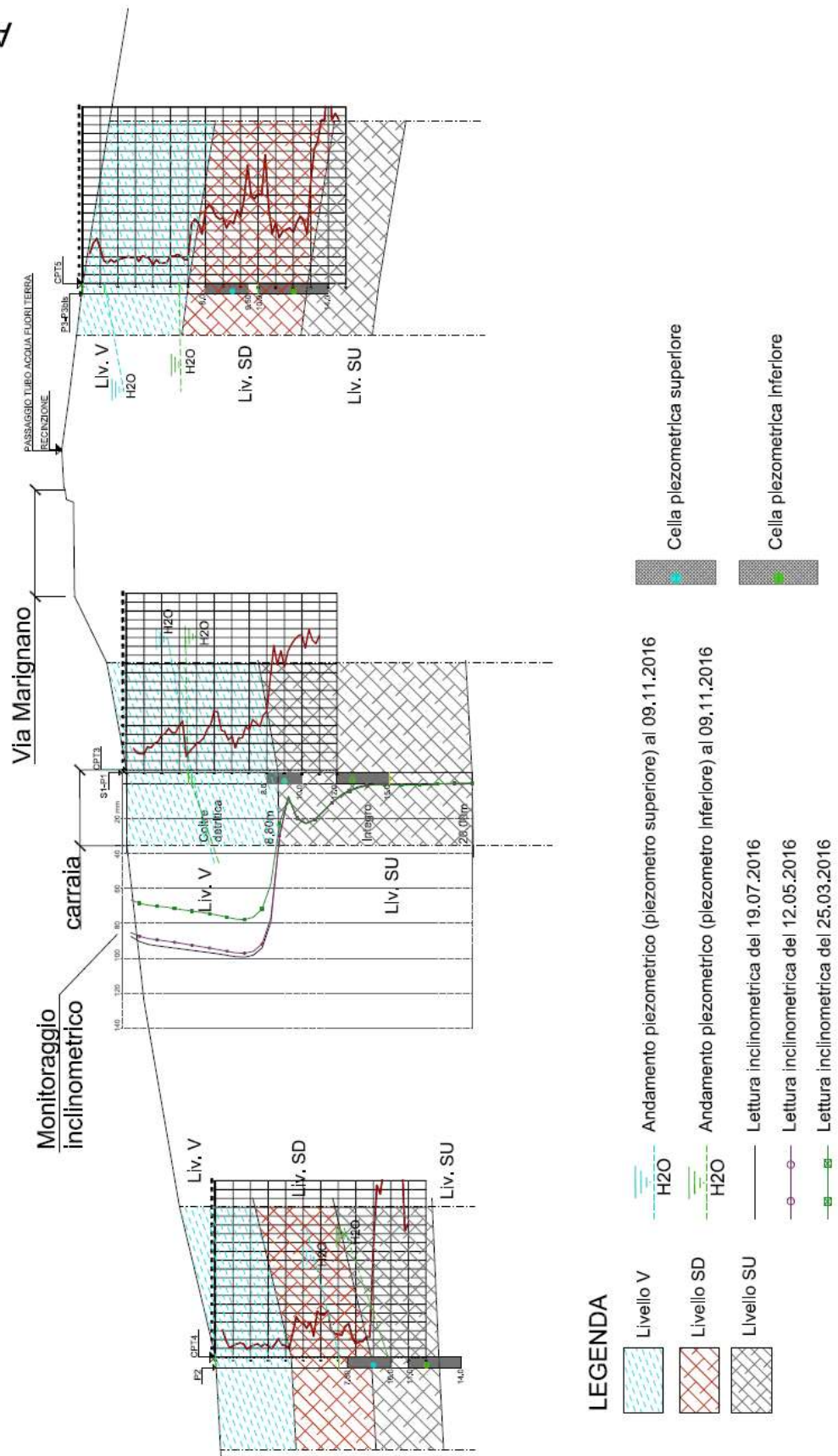


Figura 47 – Sezione litostratigrafica C-C.

a.2.3. Monitoraggio inclinometri

Al fine di poter definire le caratteristiche del movimento in atto e le zone di scorrimento nel sottosuolo del corpo franoso, è stata attuata una campagna di indagine e monitoraggio tramite letture inclinometriche. Le misure sono state effettuate dalla ditta Intergeo s.r.l. di San Marino attraverso appositi dispositivi installati nei fori di sondaggio.

a.2.1.3. Tipologia della strumentazione

Una misura inclinometrica ha la finalità di stabilire se un tratto di versante è interessato, o meno, da una superficie di scivolamento e di misurare con precisione, in funzione del tempo, la direzione del movimento nonché la sua entità.

Le misure sono state eseguite attraverso il ricorso ad apposite apparecchiature di lettura denominate “sonda”, inserite all’interno di tubi inclinometrici posizionati nel terreno e fatte scendere in profondità.

I tubi inclinometrici utilizzati sono realizzati in alluminio e caratterizzati dalla presenza di quattro guide lungo le quali si fanno scorrere le rotelle della sonda di misura. Le guide sono tra di loro disposte a 90° una dall’altra secondo degli assi ortogonali e sono orientate in modo tale che la guida rivolta verso valle sia denominata GUIDA 1 (G1) e quella opposta GUIDA 2 (G2). Di seguito se ne riporta una schematizzazione.

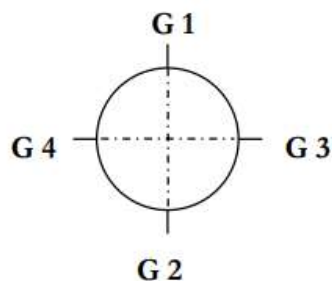


Figura 48 – Schematizzazione del tubo inclinometrico con l'individuazione delle guide.

Le rette congiungenti G1-G2 e G3-G4 formano un sistema di assi cartesiani X-Y (o Est–Nord) che viene opportunamente orientato verso il Nord Magnetico. La sonda inclinometrica utilizzata è di tipo biassiale con fondo scala a 45° sessagesimali; le sue caratteristiche costruttive sono:

- Passo sonda: 500 mm.
- Sensibilità all’asse trasverso: non superiore a 0,015 % del fondo scala per grado sessagesimale.
- Variazione della sensibilità in funzione della temperatura: non superiore a 0,015 % della lettura per grado centigrado.

- Variazione dello “zero” in funzione della temperatura: non superiore a 0,01% del fondo scala per grado centigrado.
- Sensibilità di lettura: non inferiore a $20.000 \times \sin$ (angolo di inclinazione rispetto alla verticale).

L'unità di lettura rispetta le stesse specifiche della sonda per quanto riguarda le variazioni di temperatura ed è predisposta per operare correttamente con temperature comprese tra -5°C e $+40^{\circ}\text{C}$.

Come già accennato, la strumentazione messa in opera consta di n. 2 tubi inclinometrici denominati S1, S2, di lunghezza $L = 20,00$ m, posizionati come nella planimetria allegata alla Relazione Geologica in corrispondenza dei rispettivi fori di sondaggio.

L'apparecchiatura è stata messa in opera nei giorni 3 e 4 Agosto del 2015. Le modalità di misurazione consistono in letture con passo pari a 1 m, suddivise in 4 coppie di dati riferite alle rispettive combinazioni delle guide contrapposte sul tubo. I dati numerici ottenuti sono trattati attraverso un software dedicato per ottenere i risultati riportati a seguire.

a.2.1.3. Risultati della campagna inclinometrica

Inizialmente sono state eseguite n. 2 letture come segue:

- Lettura zero (verticalità) in data 12.08.2015.
- Prima lettura in data 24.08.2015 a seguito di precipitazioni meteorologiche.

A seguito di estensione di incarico sono state eseguite successive tre letture come segue:

- Seconda lettura in data 25.03.2016.
- Terza lettura in data 12.05.2016.
- Quarta lettura in data 19.07.2016.

Inoltre è stato eseguito un ultimo ulteriore controllo in data 26 ottobre 2016 verificando il fuori servizio di entrambi i tubi inclinometrici come segue:

1. Inclinometro n. 1 fuori servizio alla quota di -9 metri dal piano campagna (a quota di $131,97$ m s.l.m.).
2. Inclinometro n. 2 fuori servizio alla quota di -3 metri dal piano campagna (a quota di $136,71$ m s.l.m.).

Si rammenta che la perdita di funzionalità del dispositivo generalmente avviene per deformazioni che superano i $10\div 12$ cm (movimento per sommatoria).

Nel dettaglio, si può sinteticamente argomentare quanto segue:

- Inclinometro n. 1

Posto in opera nel periodo Agosto 2015, è risultato fuori servizio alla lettura dell'ottobre 2016. Risulta evidente come la superficie di scivolamento prevalente sia identificabile alla

quota di -8,50 m da piano campagna (quota di 132,47 m s.l.m.). Per quanto riguarda la velocità di movimento, non avendo potuto definire una campagna di indagine periodica, è possibile solamente stimare una velocità media annua di circa 8÷9 centimetri annui (movimento per sommatoria) sulla base delle letture eseguite nel periodo sopra considerato; in particolare si è visto come in seguito di periodi stagionali ricchi di precipitazioni e/o eventi prolungati (vedi periodo Febbraio/Marzo 2015), il movimento franoso evidenzia spiccate accelerazioni. Sebbene di minore entità, va comunque rilevato un secondo orizzonte deformato al di sotto del picco principale, alla quota di circa -11,0 ÷ -11,5 metri dal piano campagna, all'interno del Litotipo SD. Tale fenomeno, analizzandolo nella sua lieve entità ed evoluzione temporale, potrebbe essere imputabile a fenomeni di trascinarsi e spostamento nella tubazione immediatamente sottostante (proprio sulla giunzione dei tubi inclinometrici a quota -11 m che è il punto di debolezza/discontinuità del dispositivo) o ad una incipiente attivazione di superfici di scivolamento secondarie di interstrato entro tratti di formazione decompressa sottostanti il picco di deformazione. Tuttavia con le informazioni attualmente disponibili non è possibile definirlo con certezza.

- **Inclinometro n. 2**

Posto in opera nel periodo Agosto 2015, è risultato fuori servizio alla lettura dell'ottobre 2016. Risulta evidente come la superficie di scivolamento sia identificabile alla quota di -3,00 m da piano campagna (quota di 136,71 m s.l.m.), alla base del Litotipo V. Per le altre considerazioni relative alla dinamica del movimento registrato, vale quanto già esposto per l'inclinometro 1. In ogni caso la natura prevalentemente traslativa del fenomeno gravitativo in oggetto viene evidenziata dal fatto che i profili di deformazione presentano picchi concentrati e progressivi solo alla base del movimento.

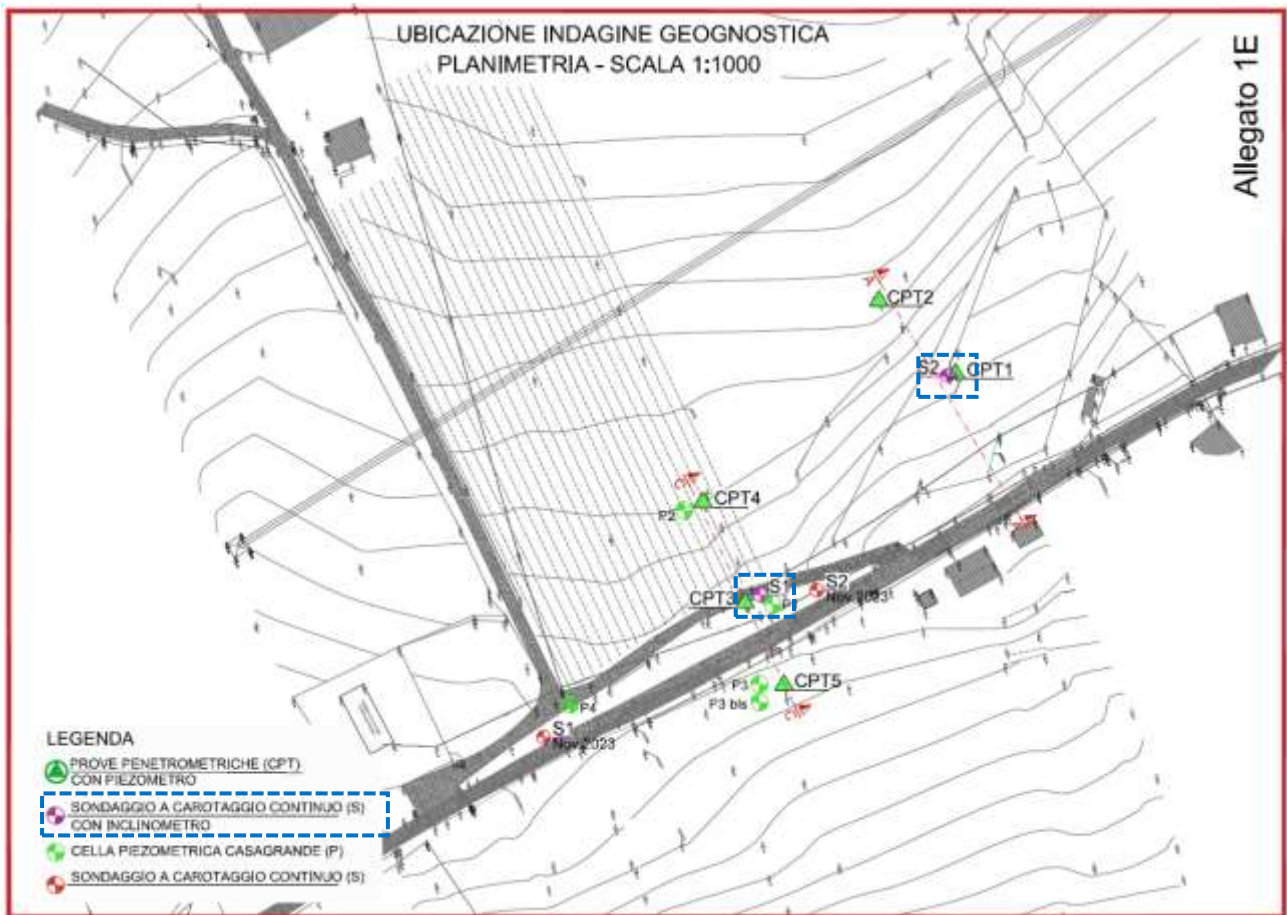


Figura 49 – Ubicazione delle indagini geognostiche eseguite dal Dott. Geol. Paolo Ciacci a partire dal 2015: in dettaglio, evidenziate in blu, gli inclinometri.

RISULTANTE (Movimento per Sommatoria)

Zona : Rimini Via Marignano

Tubo: INCL. 1

Id: INCL. 1

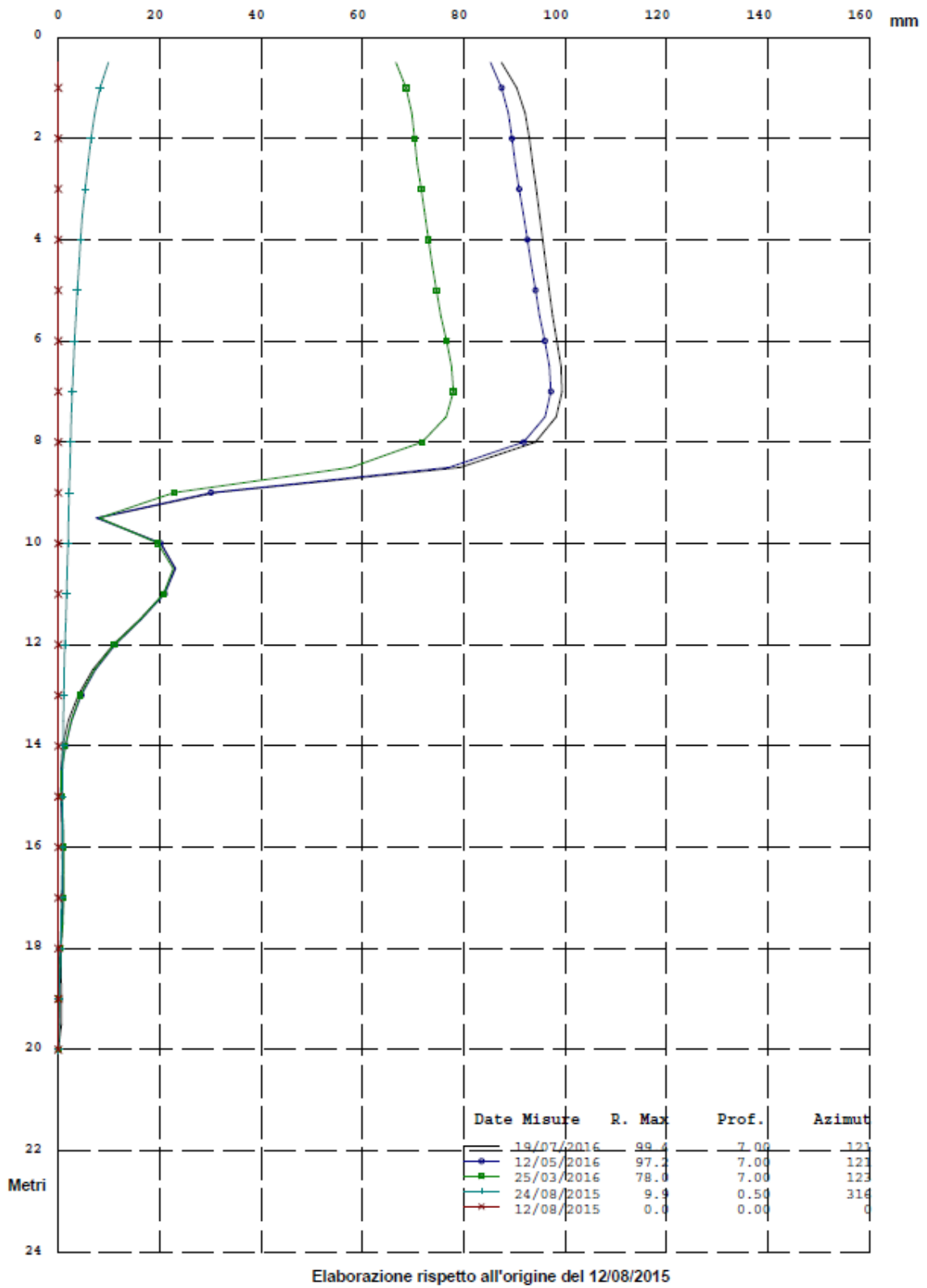


Figura 50 – Restituzione grafica dei valori di spostamento misurati dall'inclinometro 1.

RISULTANTE (Movimento per Sommatoria)

Zona : Rimini Via Marignano

Tubo: INCL. 2

Id: INCL. 2

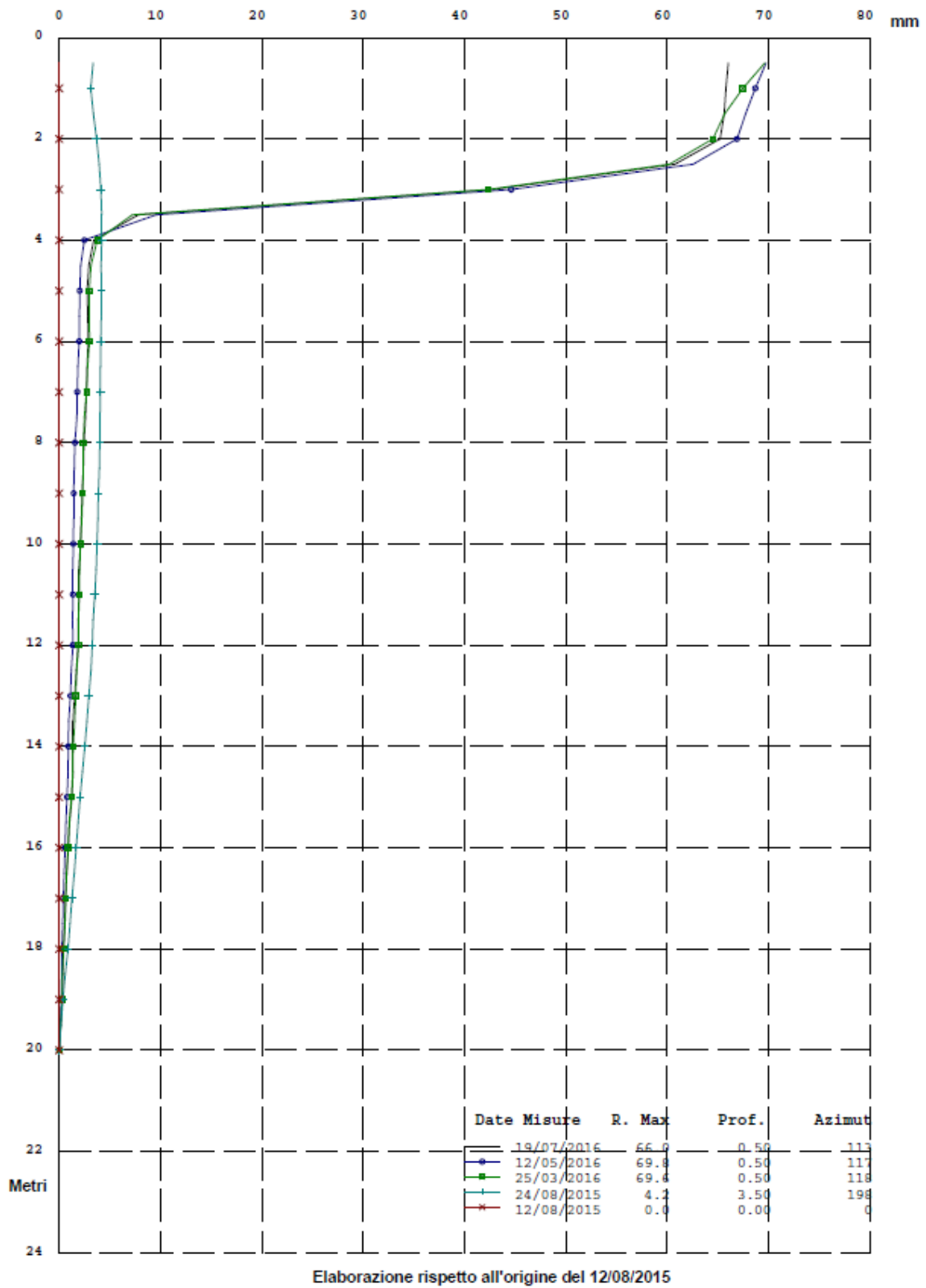


Figura 51 – Restituzione grafica dei valori di spostamento misurati dall'inclinometro 2.

a.3. Caratteristiche geofisiche del sito oggetto di intervento

La ditta Soil Investigation S.n.c., sempre per incarico ricevuto direttamente dal Comune di Rimini, coadiuvata dalla ditta Galileo Geofisica del Dott. Simone Secci, ha eseguito delle prospezioni sismiche con l'obiettivo di identificare arealmente la geometria dei corpi superficiali in dissesto e, in particolare, l'eventuale presenza di lineamenti strutturali e/o sistemi di fagliazione/fratturazione preferenziali sepolti che potrebbero contribuire all'innescarsi dei fenomeni gravitativi.

Poiché alcune delle conclusioni legate alla precedente indagine geognostica condotta dal Dott. Baistrocchi risultavano collegate ad una campagna geofisica di tipo a rifrazione, si è deciso di verificare il modello di riferimento tramite una ulteriore campagna maggiormente estensiva ed approfondita.

L'indagine complessiva è stata condotta tramite tecniche congiunte di sismica a rifrazione (con restituzione tomografica), prove in array di tipo attivo e passivo rispettivamente MASW ed ESAC.

In particolare, poiché l'indagine del Dott. Baistrocchi era stata condotta solo tramite 2 basi di circa 70 metri (quindi con limitata capacità di penetrazione), ci si è avvalsi di n. 2 stendimenti di 120 metri l'uno e ulteriori n. 2 stendimenti di 120 metri trasversali (lungo la massima pendenza) che, considerate le limitazioni intrinseche a tale tecnica (seppur perfezionata dall'elaborazione tomografica), consentissero di ottenere migliori informazioni sia in termini di penetrazione che di capacità di individuazione di eventuali strutture planari o tridimensionali sepolte.



Figura 52 – Individuazione delle indagini geofisiche eseguite.

RILIEVO	GEOFONI		ENERGIZZAZIONE	
	BATTUTE	lunghezza m.l.		
AA'Sh	10hz orizzontali con doppio puntale	7	120	piastra posta su una buca ed energizzata nei due sensi
AA'P	4,5hz verticali	7	120	martello
BB'Sh	10hz orizzontali con doppio puntale	7	120	piastra posta su una buca ed energizzata nei due sensi
BB'p	4,5hz verticali	7	120	martello
CC'Sh	10hz orizzontali con doppio puntale	7	120	piastra posta su una buca ed energizzata nei due sensi
DD'Sh	10hz orizzontali con doppio puntale	7	120	piastra posta su una buca ed energizzata nei due sensi
MASW AA'1-12	4,5hz verticali	1	60	martello
MASW AA'12-24	4,5hz verticali	1	60	martello
MASW BB' 1-12	4,5hz verticali	1	60	martello
MASW BB' 12-24	4,5hz verticali	1	60	martello
ESAC 1	4,5hz verticali		84	rumore di fondo
ESAC 2	4,5hz verticali		97	rumore di fondo

Tabella 5 – Individuazione delle indagini geofisiche eseguite.

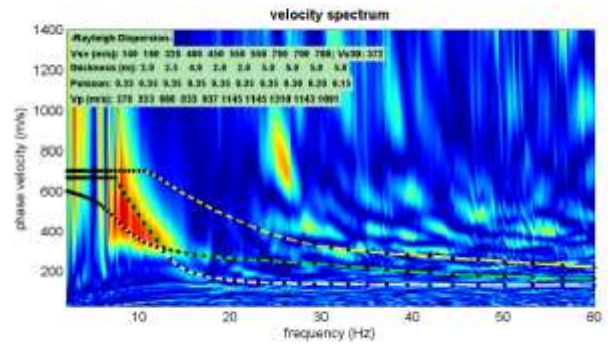
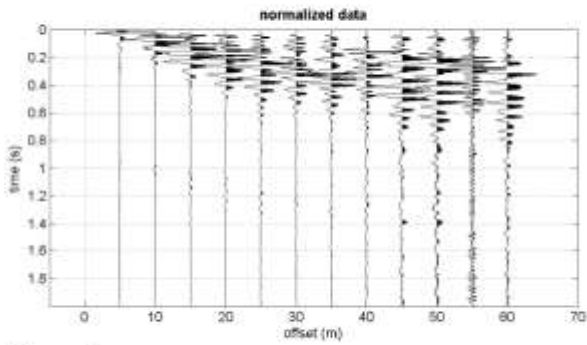
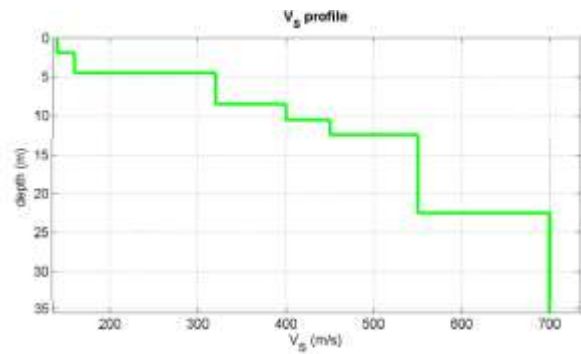
a.3.1. Prospezioni sismiche

La campagna di indagine è stata condotta sia in termini di velocità delle onde di compressione V_p (maggiormente influenzata dalla presenza di acqua nel sottosuolo) che di velocità delle onde di taglio V_s e, in punti ritenuti significativi, sono state eseguite ulteriori indagini di taratura delle verticali basate sostanzialmente sull'analisi di onde di volume quali MASW ed ESAC. Le incertezze del modello sismostratigrafico sono così state verificate con altre tecniche di elaborazione in grado di integrare, all'occorrenza, le capacità risolutive e le incertezze interpretative, portando ad una migliore conoscenza del comportamento dei materiali attraversati.

I risultati delle indagini geofisiche condotte possono essere visualizzati sia in termini di spettri e profili verticali di velocità (MASW-ESAC) che in forma di sezioni sismostratigrafiche in cui poter individuare gli andamenti spaziali delle velocità (V_p e V_s) e, quindi, poter definire specifici sismostrati caratterizzati da una certa continuità e rigidità sismica caratteristica.

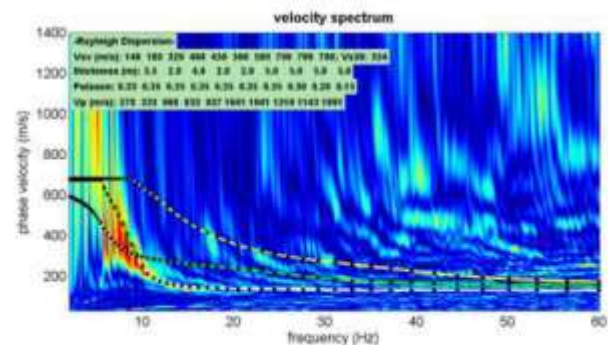
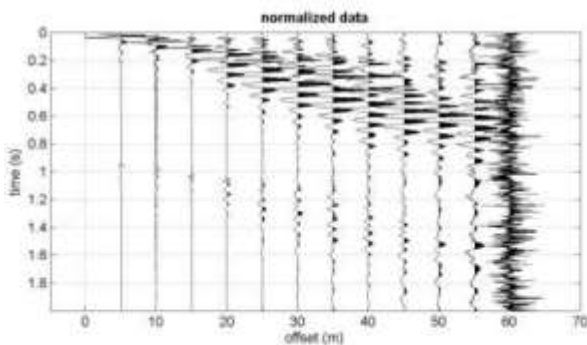
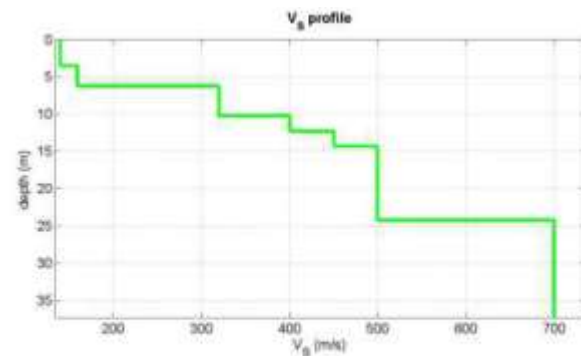
L'utilizzo di queste tecniche congiunte, inoltre, consente di verificare la presenza o meno di anomalie nella distribuzione delle velocità, di inversioni di velocità con la profondità (tipiche di zone fortemente alterate o fratturate/fagliate) e/o di dislocazioni entro il substrato rigido. Nell'area oggetto di studio ed interessata dall'intervento in epigrafe, nei punti di indagine non sono state rilevate situazioni o andamenti anomali riconducibili alla presenza di strutture tettoniche o zone profonde caratterizzate da fratturazione pervasiva o fagliazione, cosa peraltro confermata direttamente sino ad almeno 20 metri dal piano campagna dai sondaggi geognostici eseguiti nell'area.

Di seguito si espongono i risultati delle prove MASW ed ESAC. Per ulteriori dettagli, si rimanda alla relazione redatta dal Dott. Geol. Paolo Ciacci.



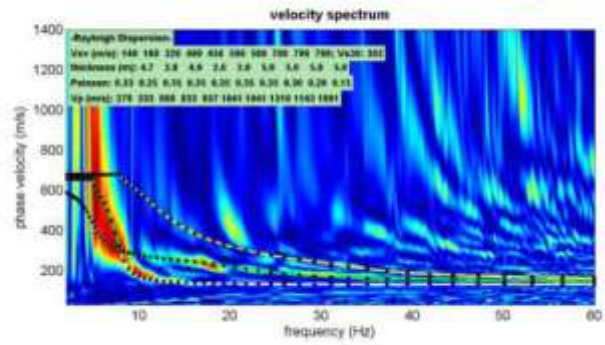
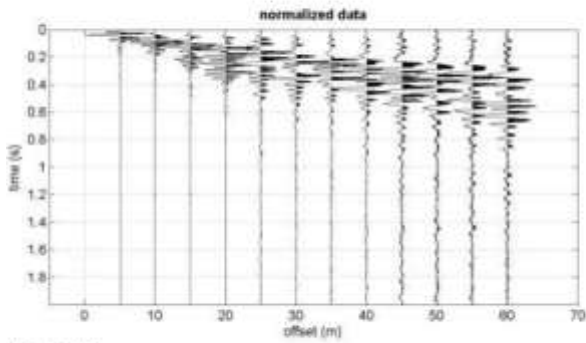
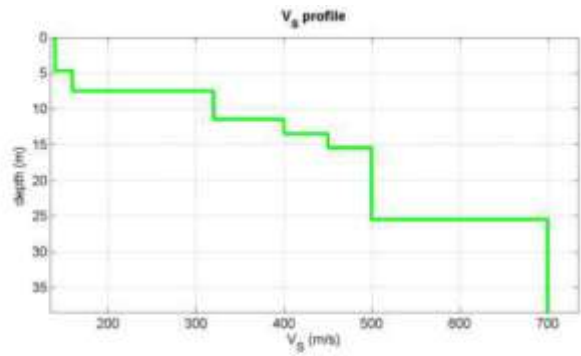
Mean model
 Vs (m/s): 140, 160, 320, 400, 450, 550, 550, 700, 700, 700
 Thickness (m): 2.0, 2.5, 4.0, 2.0, 2.0, 5.0, 5.0, 5.0, 5.0
 Density (gr/cm³) (approximate values): 1.74 1.79 1.96 2.01 2.04 2.09 2.09 2.12 2.09 2.08

Figura 53 – Risultati MASW A-1-12.



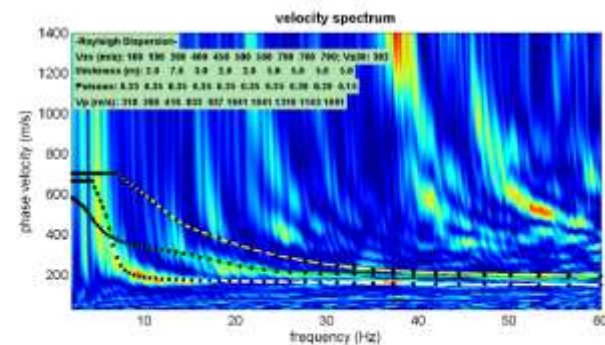
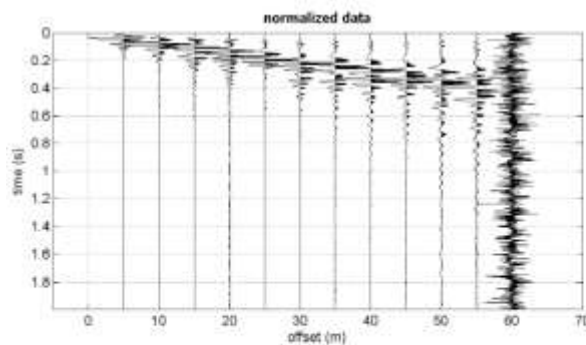
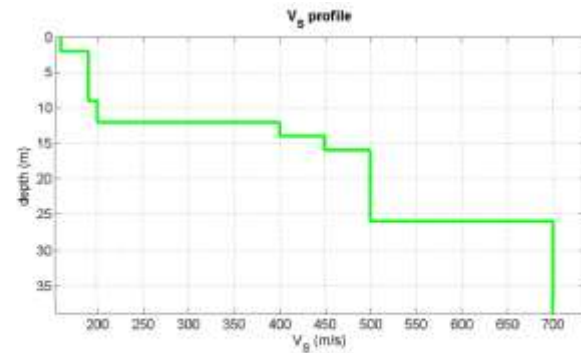
Mean model
 Vs (m/s): 140, 160, 320, 400, 450, 500, 500, 700, 700, 700
 Thickness (m): 3.5, 2.8, 4.0, 2.0, 2.0, 5.0, 5.0, 5.0, 5.0
 Density (gr/cm³) (approximate values): 1.74 1.79 1.96 2.01 2.04 2.06 2.06 2.12 2.09 2.08
 Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 34 46 200 322 413 516 516 1039 1022 1017

Figura 54 – Risultati MASW 12-24.



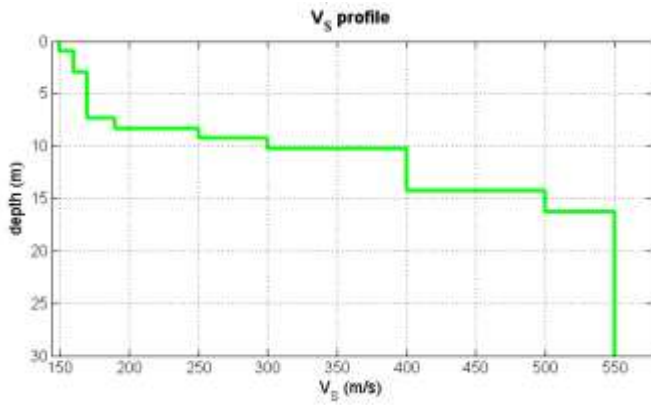
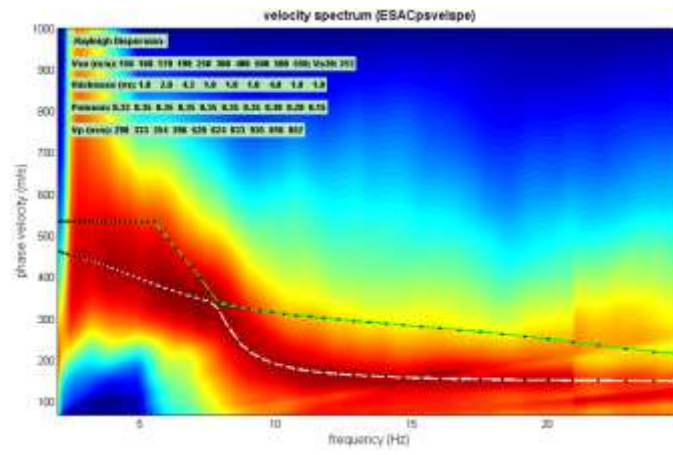
Mean model
 Vs (m/s): 140, 160, 320, 400, 450, 500, 500, 700, 700, 700
 Thickness (m): 4.7, 2.8, 4.0, 2.0, 2.0, 5.0, 5.0, 5.0, 5.0
 Density (gr/cm³) (approximate values): 1.74 1.70 1.94 2.01 2.04 2.06 2.06 2.12 2.09 2.08

Figura 55 – Risultati Masw 2-2-1-12.



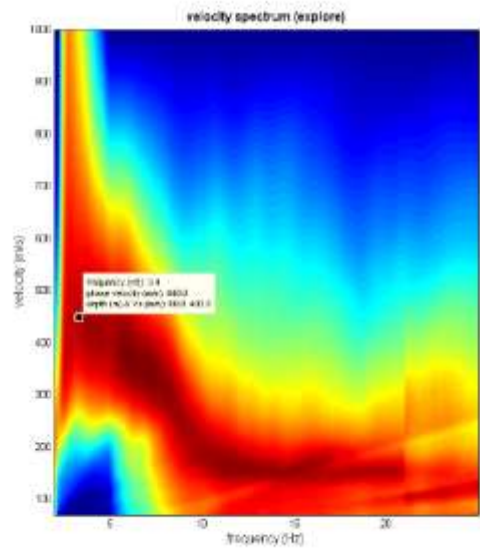
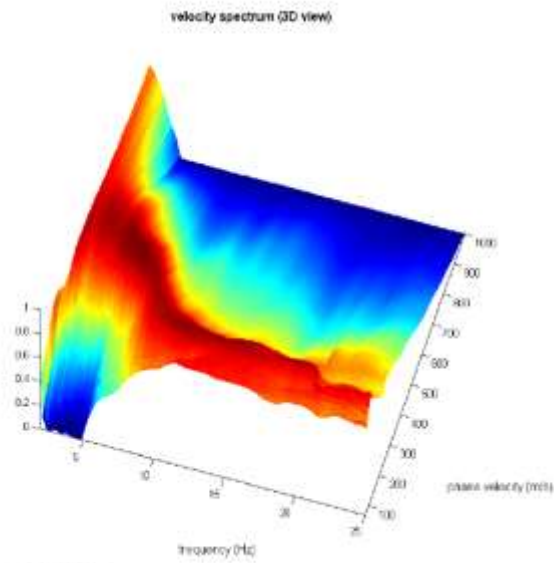
Mean model
 Vs (m/s): 160, 190, 200, 400, 450, 500, 500, 700, 700, 700
 Thickness (m): 2.0, 7.0, 3.0, 2.0, 2.0, 5.0, 5.0, 5.0, 5.0
 Density (gr/cm³) (approximate values): 1.78 1.83 1.84 2.01 2.04 2.06 2.06 2.12 2.09 2.08
 Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 45 66 74 322 413 516 516 1039 1022 1017

Figura 56 – Risultati MASW 2-12-24.



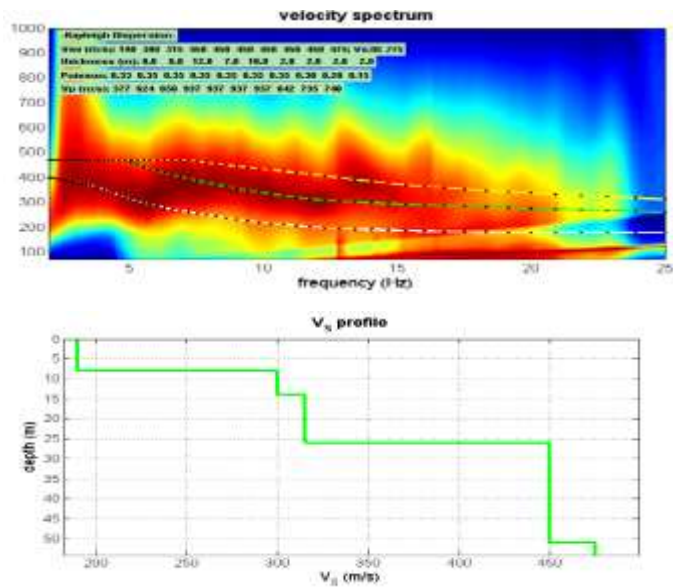
ESAC 1
24 geofoni da 4,5 hz, stesa ad L con 12 geofoni interdistanziati 5 metri e 12 2 metri

Va	Ga	Poisson	Piccola
150	13	0,33	1
160	16	0,33	2
170	19	0,33	4,5
180	24	0,33	1
200	25	0,33	1
200	31	0,33	1
400	38	0,33	4
500	50	0,3	7
500	100	0,2	1
550	200	0,15	8
0	0	0,18	



Esac 1 3.4 hz-60.8 metri di penetrazione

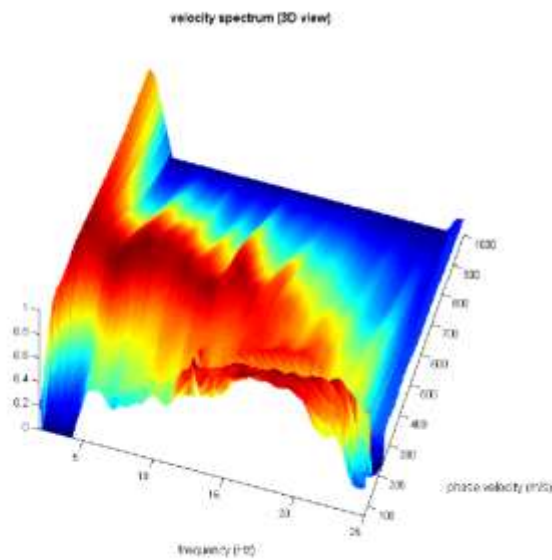
Figura 57 – Risultati ESAC 1



ESAC 2

24 geofoni da 4,5 hz, stesa ad L con 12 geofoni interdistanziati 5 metri e 12 2 metri, tra il 12 ed il 13 vi era una distanza di 13 metri.

Vs	Da	Folena	Thickness
190	10	0.22	8
340	18	0.28	6
315	18	0.26	12
450	24	0.35	7
450	28	0.25	18
450	31	0.26	2
450	38	0.26	2
450	50	0.2	2
450	100	0.2	2
475	230	0.15	0
0	2	0.15	



Esac 2 -3.0 hz -57.9 metri di penetrazione

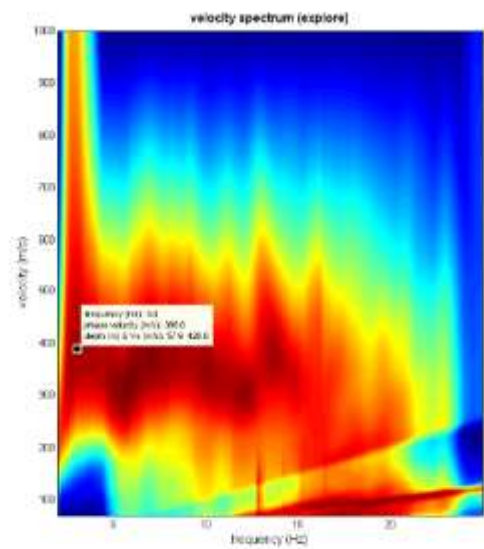


Figura 58 – Risultati ESAC 2.

I due profili ricavati dall'indagine ESAC sono stati interpretati tramite software winmasw accademy della eliosoft. Gli spettri ottenuti si mostrano abbastanza differenti e lo spettro n. 2 ha un andamento monotono, con la preponderanza netta del modo principale di vibrare sui modi secondari.

Da questo si deduce un modello su un terreno pressoché omogeneo ma che, comunque, mostra un gradiente normale verso il basso. Lo spettro n. 1 è più complicato, con uno spettro risultante dovuto, probabilmente, ad un interlacciarsi di più modi di vibrare che fa presupporre la possibile presenza di discontinuità o inversioni di velocità o, comunque, di un modello di terreno più complesso rispetto allo spettro n. 2.

Di seguito si riporta i risultati delle prove sismiche a rifrazione. Per ulteriori dettagli, si rimanda alla relazione Geologica in allegato.

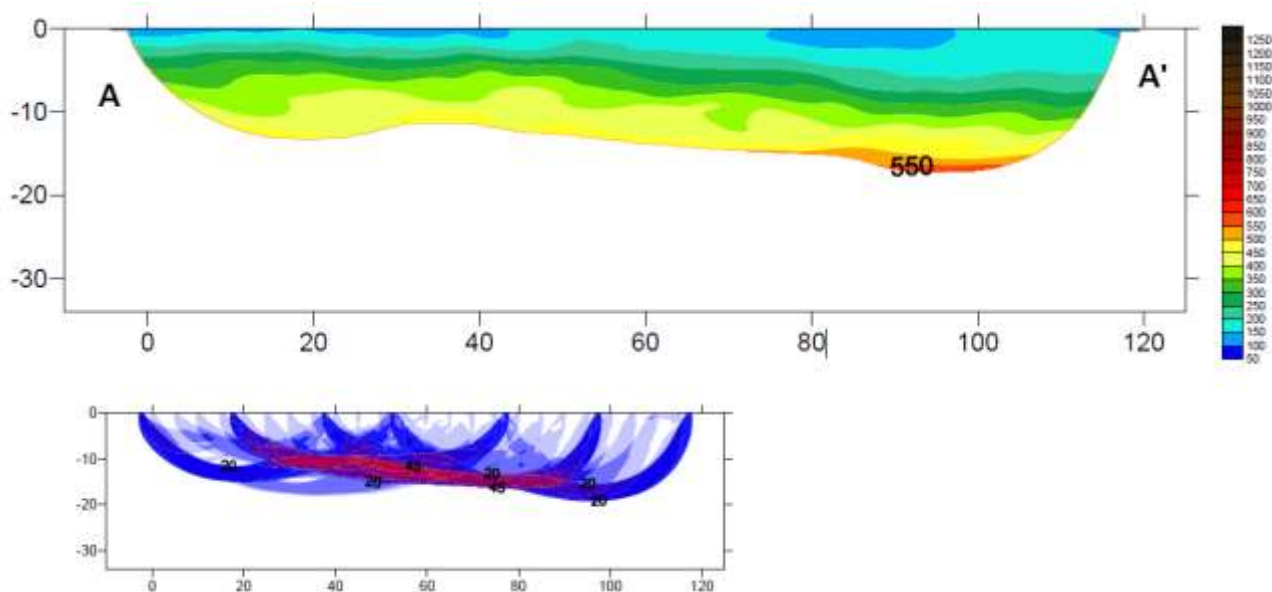


Figura 59 – Sezione AA'SH.

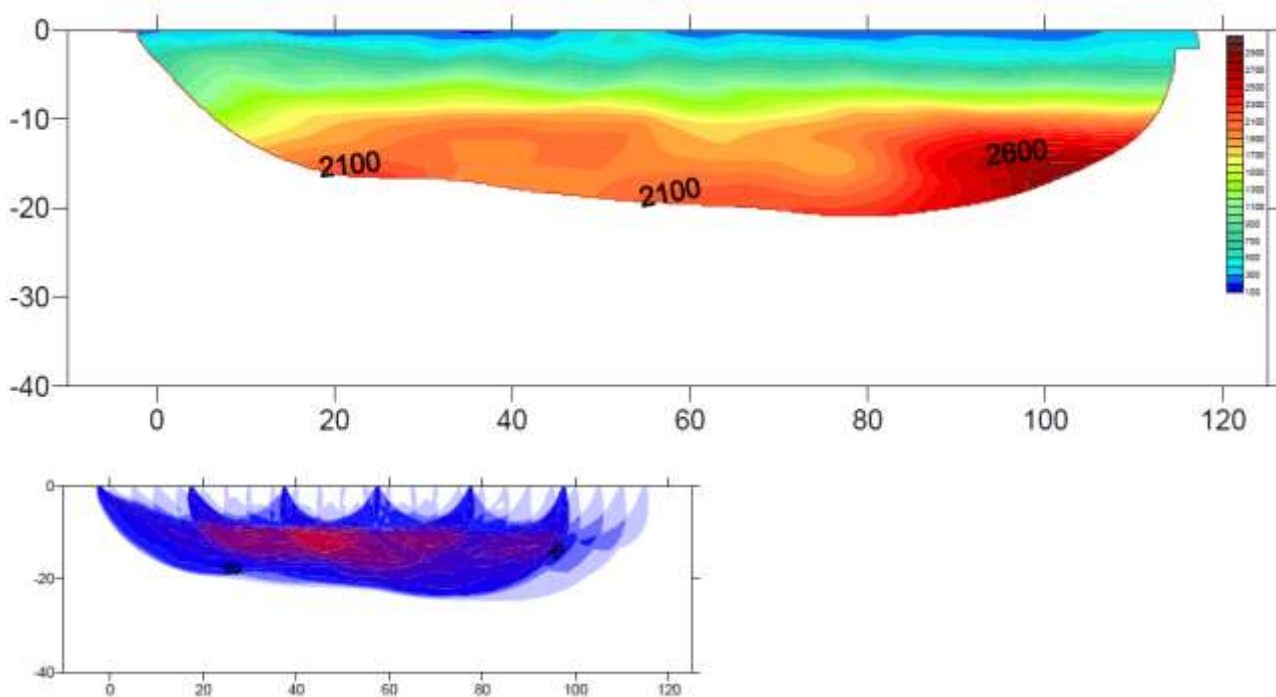


Figura 60 – Sezione AA'P.

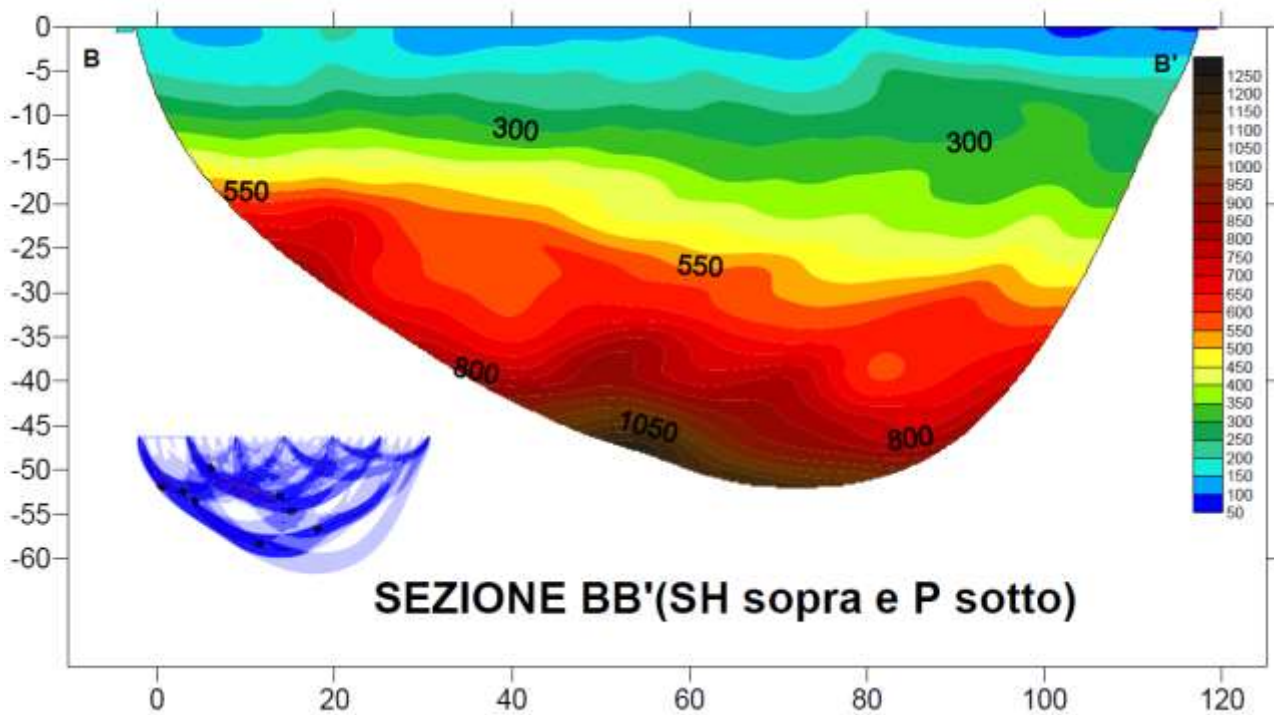


Figura 61 – Sezione BB'SH.

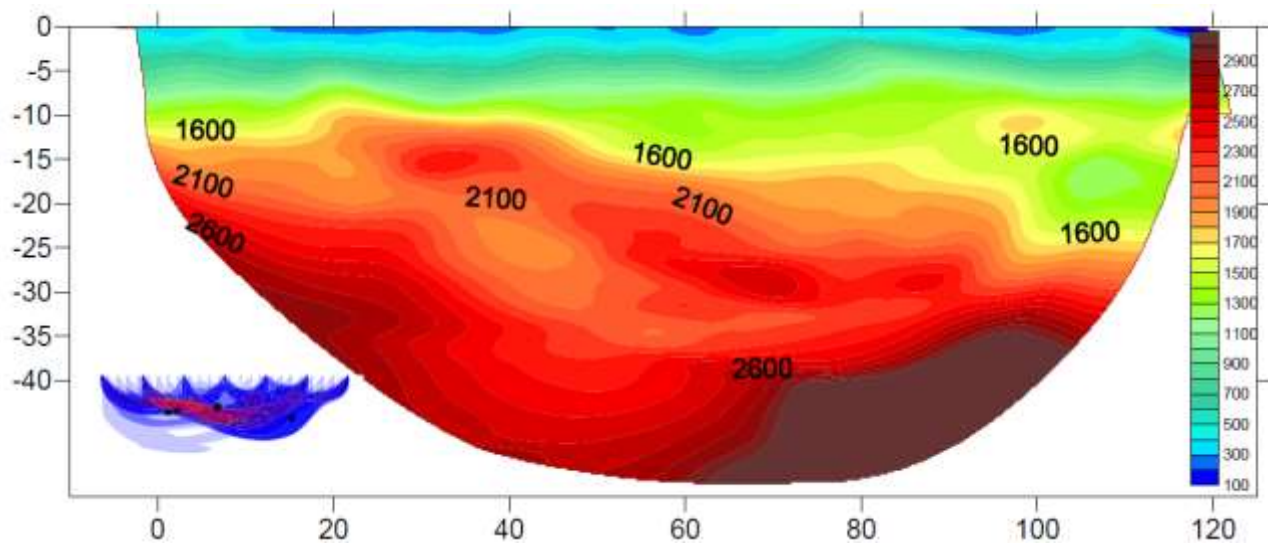


Figura 62 – Sezione BBP.

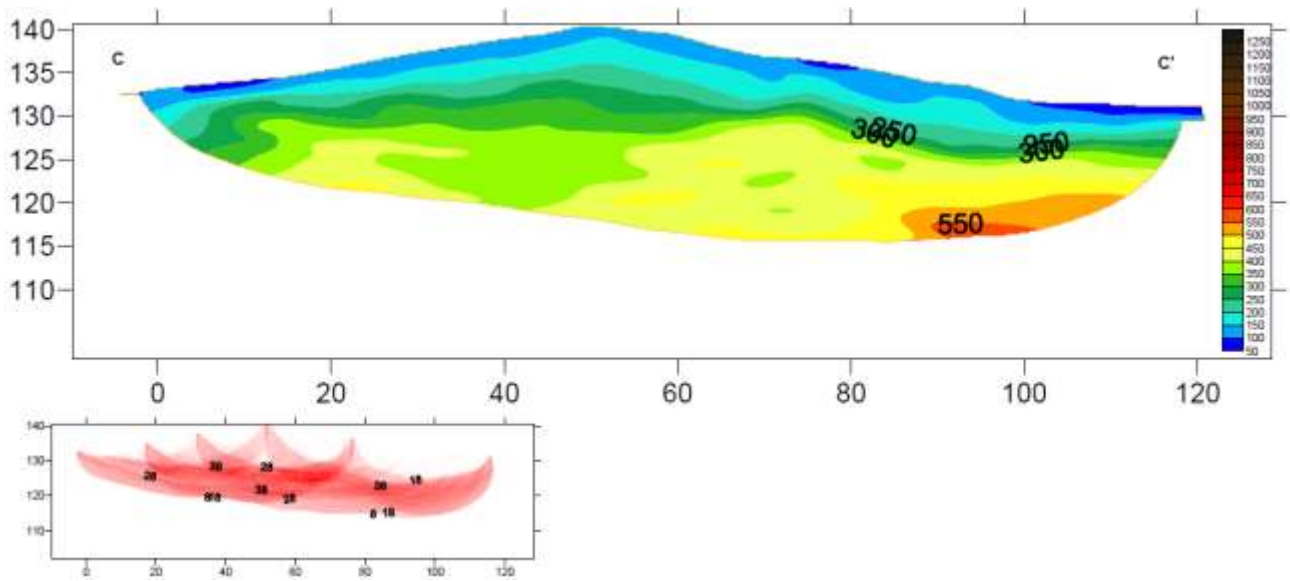


Figura 63 – Sezione CC'.

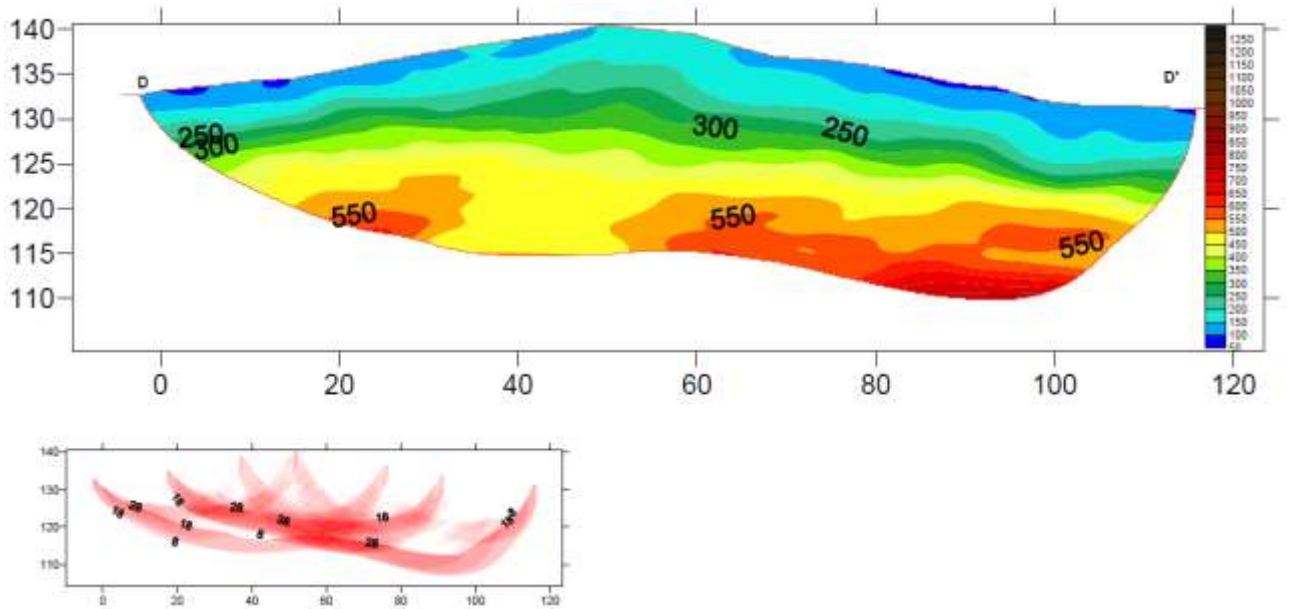


Figura 64 – Sezione DD'.

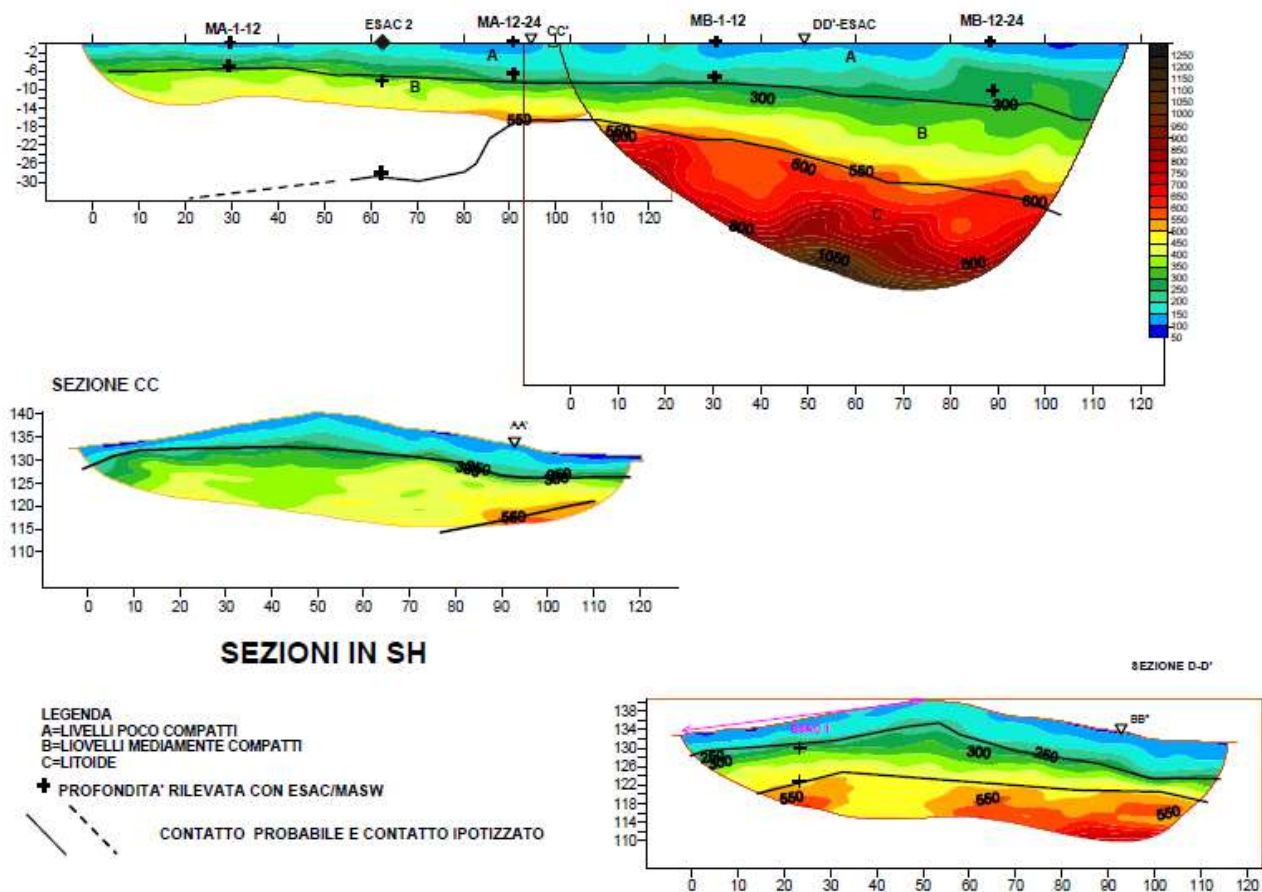


Figura 65 – Considerazioni riportate nella “Appendice 2 – Relazione Prospezioni Sismiche” (Soil Investigation S.n.c.).

Da un punto di vista sismostratigrafico si sono individuate tre unità principali rappresentative distinguibili in termini di V_s caratteristiche (e quindi di modulo di rigidità G_0):

- **A:** terreni superficiali che partendo da velocità V_s prossime ai 150 m/sec. Generalmente tendono ad aumentare in termini di rigidità sismica e, quindi, compattezza con la profondità, in virtù anche del carico litostatico, fino ad arrivare a 200÷250 m./sec. All'interno di questo livello si riconoscono le geometrie più superficiali con le zone probabili sede di instabilità con velocità inferiori a 180 m/sec.
- **B:** livelli con velocità delle onde di taglio S variabili da 300 m/sec a circa 400 m/sec, materiali generalmente sovraconsolidati, caratterizzati anch'essi da una maggiore rigidità sismica e generale incremento di compattezza verso il basso, sebbene con gradienti meno condizionati dal carico litostatico.
- **C:** livello basale, contraddistinto da 450÷550 m/sec di velocità in SH ed un basso gradiente di crescita con la profondità in virtù dell'elevato grado di sovraconsolidazione e rigidità dei materiali. In particolare si rileva come i bedrock geotecnici inalterati a contatto fra loro (FAA2ap ad EST e FAA2p ad OVEST), a quote comparabili, presentino

Vs identificative leggermente diverse e per cui il substrato formazionale prevalentemente pelitico FAA2p si dimostri leggermente più “lento” di quello maggiormente arenaceo FAA2ap, con velocità tipiche rispettivamente pari a 450 e 550÷600 m/s.

Quest’ultima osservazione consente di appurare come il contatto anomalo ipotizzato nell’ambito della sezione interpretativa longitudinale A-B in SH (si veda l’ultima immagine precedentemente riportata), ad occidente dell’intersezione con la sezione C-C’, risulti frutto di un’interpretazione non fondata (data l’assenza di anomalie nei log di velocità (MASW ed ESAC) e geometricamente improbabile, mentre il rapido calo di velocità sia piuttosto imputabile alla transizione laterale fra formazioni geologiche differenti in contatto stratigrafico fra loro, cosicché muovendosi da Est a Ovest, si passa verso terreni del substrato a minore rigidezza sismica propri della formazione FAA2p.

Pertanto, da un punto di vista delle geometrie ed assetti del modello geofisico di insieme le principali evidenze riscontrate sono:

- Un generale aumento dello spessore del livello A (rappresentativo delle coperture e terreni “allentati/decompressi” lungo il versante settentrionale (sezioni CC’ e DD’) nonché procedendo da Sud-Ovest verso Nord-Est sull’allineamento AA’-BB’ e relative prove in array (MASW-ESAC).
- Una moderata differenza di rigidezza sismica fra bedrock geologici diversi a contatto stratigrafico (FAA2p ad ovest e FAA2ap ad est), con $V_{S_{FAA2p}} = 450$ m/sec e $V_{S_{FAA2ap}} = 550\div 600$ m/sec; motivo per cui, ad un certo punto, lungo le sezioni AA’ e CC’ risultano zone con $V_s > 550$ m/sec confinate ai margini della sezione, mentre il substrato geologico/geotecnico è presente con continuità ed a quote comparabili; questo viene evidenziato dal diverso comportamento delle prove ESAC, con ESAC1 (eseguita su un ramo di DD’) che mostra un livello basale C intorno ai 15÷17 metri, mentre nell’ESAC2 il livello C lo troviamo oltre i 30 metri, evidenziando un basso gradiente di velocità sino alle profondità massime indagate (con $V_{S_{max}} \leq 500$ m/s). Possibile, quindi, la presenza di una discontinuità laterale o di passaggio a materiali caratterizzati da una minor rigidezza sismica o un diverso rapporto di stratificazione (es. argille marnose-sabbie debolmente cementate).
- L’andamento del contatto fra i sismostrati B e C, approfondendosi con regolarità verso Nord-Est, evidenzia la probabile giacitura degli strati, presentando un’immersione di circa 10°.
- Nei profili verticali di velocità non vengono evidenziate significative inversioni di velocità all’interno del Litotipi B e C, non rilevando pertanto alcuna anomalia strutturale o tettonica che, diversamente, si propagherebbe sin dentro al substrato ed a profondità considerevoli.
- L’andamento delle coltri (sismostrato A), sia lungo la stesa AA’-BB’ che lungo i due versanti opposti, evidenziano andamenti con gradoni variamente pronunciati del

sottostante Litotipo B (sostanzialmente equivalente al substrato decompresso) con conseguenti repentine variazioni di spessore nelle coperture; a tratti il Litotipo B risulta prossimo alla superficie topografica, coerentemente alla presenza delle testate di strato/scarpate poligeniche rilevate in sede di analisi fotogeologica e rilievo di campagna; tale aspetto risulta maggiormente evidente lungo il tratto meridionale delle sezioni CC' e DD', ove lo spessore delle coperture è ridotto.

a.3.2. Velocità equivalente delle onde di taglio V_{seq}

Secondo quanto indicato dalle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018, ai fini della dell'individuazione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel paragrafo 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2. Il contenuta nell'ambito del paragrafo 3.2.2. delle norme tecniche, 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 .

La Norma definisce, quindi, il parametro "Velocità equivalente delle onde di taglio" $V_{S,eq}$ con il quale è possibile attribuire la Categoria Sismica di Sottosuolo, nella seguente maniera:

$$V_{S,eq} = H / \sum (h_i / V_{Si})$$

dove:

h_i : spessore dell'i-esimo strato;

V_{Si} : velocità onde di taglio dello strato i-esimo;

H : profondità del substrato (Substrato con $V_s > 800$ m/s e $H_{max} = 30$ metri).

Sulla base dei risultati delle indagini sismiche eseguite, così come sopra esposti, è possibile affermare che il sito oggetto di intervento è caratterizzato da un **Sottosuolo di Categoria C**.

a.4. Considerazioni finali della Relazione Geologica

Il vasto dissesto gravitativo che coinvolge Via Marignano, ha progressivamente sviluppato deformazioni sempre più consistenti rendendo, di fatto, la circolazione stradale impraticabile. Anche i sottoservizi, consistenti in rete gas e rete acquedottistica, hanno progressivamente subito notevoli danni tanto da richiederne l'ubicazione fuori terra.

Come evidenziato nello studio fotogeologico entrambi i versanti Nord e Sud rispetto Via Marignano, così come taluni tratti di crinale, sono storicamente caratterizzati da dissesti importanti e con varie fasi attività e quiescenza.

Gli studi di inquadramento geologico complessivamente effettuati, la campagna geognostica, geofisica e di monitoraggio idrogeologico sin qui eseguiti permettono di formulare le seguenti considerazioni generali:

- **Principali fattori predisponenti:**

- **Assetto stratigrafico:** la giacitura con pendenza prossima e tratti minore di quella media del pendio fa sì che localmente, soprattutto in corrispondenza dei tratti più acclivi, possano presentarsi situazioni con assetto a franapoggio meno inclinato del pendio agevolando, quindi, la possibilità di scorrimento verso valle, il quale tende a svilupparsi prevalentemente in corrispondenza di superfici di stratificazione e, soprattutto, a contatto tra tipi litologici differenti (ad esempio: limi argillosi e sabbie limose sature spesso sede di acquiferi con carichi piezometrici significativi).
- **Presenza**, nei log stratigrafici, **di superfici fratturate** contraddistinte da superfici concoidi lucide (imputabili a fenomeni tensio-deformativi e di isorientamento dei minerali) in corrispondenza di orizzonti con esiguo spessore ed a varie altezze nella successione stratigrafica.

- **Principali fattori scatenanti:**

- **Andamento meteorologico:** un progressivo incremento delle precipitazioni annue comportanti un aumento dell'infiltrazione efficace, accentuata da fenomeni di fessurazione dei terreni (sviluppatasi a loro volta da annate povere di precipitazioni e dalla progressione dei fenomeni di creeping in sommità versante), con maggiore ravvenamento dei sistemi idrogeologici, sia freatici che profondi.
- **Carico piezometrico:** imputabile sia all'effetto di ravvenamento dei sistemi idrogeologici (superficiali e profondi) che ai ristagni idrici per cause naturali ed antropiche (perdite acquedottistiche e scarsa regimazione superficiale). Essi, oltre a determinare una riduzione nelle resistenze per attrito lungo le superfici di scorrimento (per "alleggerimento" dei terreni soprastanti ed al piede), possono causare un incremento delle spinte idrauliche entro le fratture di trazione ed il

decadimento delle caratteristiche geotecniche di orizzonti stratigrafici critici, contribuendo a diminuire ulteriormente le resistenze disponibili per l'equilibrio statico delle masse.

Inoltre:

- La natura dei dissesti sul settore settentrionale risulta prevalentemente di tipo traslativo con forti spessori di materiale coinvolto, mentre su quello meridionale gli spessori risultano più limitati, originando dissesti più di tipo rototraslativo e colamento; la dinamica evolutiva è tale da determinare una progressiva retrogradazione ed approfondimento delle aree in dissesto.
- Il log dell'inclinometro 1 permette di confermare come le dinamiche gravitative risultino prevalentemente planari, talora con scorrimenti differenziali di interstrato su più livelli, interessando parte delle bancate di substrato decompresso.
- L'andamento del Fosso Marignano, presente al piede del pendio, risulta condizionato dall'evoluzione verso valle dei dissesti nonché dalla loro dimensione.
- Esecuzione di grossi lavori di drenaggio sul versante lato sud e di dissesti con scarpate retrogradanti isorientate.
- Le lineazioni strutturali e le scarpate poligeniche risultano tutte sub-parallele ed a spina di pesce con il crinale.
- I processi di retrogressione gravitativa evolutisi nel tempo hanno fatto sì che tale strada ne fosse sempre maggiormente coinvolta. A tal proposito preme sottolineare la presenza, proseguendo verso Sud-Ovest, lungo Via Marignano, di lesioni importanti del manto stradale sino in corrispondenza dei fabbricati in località Ca' Paoli, con frequenti rotture della rete acquedottistica ancora interrata; tale situazione parrebbe configurarsi come lo stato iniziale di dissesti in veloce evoluzione.
- Lungo il versante nord i sistemi scolanti (fossi collettori) risultano isorientati lungo direzioni sub-parallele alle nicchie di distacco e fratture di tensione, ovvero ai contatti stratigrafici principali, che sembrano fungere da guida anche per l'evoluzione dei dissesti verso valle.

Il precedente studio geologico effettuato dal Dott. Baistocchi nel 1983 e realizzato sulla base di una consistente campagna di indagine geognostica e prove di sismica a rifrazione, conduceva ad un modello geologico/geomorfologico coerente e sostanzialmente comparabile con quanto verificato nel ambito dello studio svolto dal Dott. Geol. Paolo Ciacci ai fini della progettazione dei presidi funzionali alla stabilizzazione di Via Marignano; tuttavia in mancanza di analisi fotogeologiche ed idrogeologiche approfondite e sulla scorta di stendimenti sismici di minore estensione (minore risoluzione e penetrazione), sostanzialmente portava ad ipotizzare un controllo tettonico dei dissesti in atto tale per cui si raccomandava di lasciare i luoghi alla loro naturale evoluzione.

Diversamente, a seguito delle indagini di approfondimento condotte, la guida e controllo dei fenomeni in atto sembra essere più di tipo geologico/idrogeologico, onde per cui le “lineazioni tettoniche” definite nello studio di Baistrocchi risultano sostanzialmente superfici di strato particolarmente significative che caratterizzano una zona di transizione con passaggio stratigrafico fra le unità formazionali FAA2p ed FAA2ap, con caratteri litologici, di rigidità sismica e comportamento idrogeologico differenti.

Inoltre, la spiccata attività idrogeologica nell’ambito del litotipo più permeabile ed arenaceo FAA2ap fa sì che proprio in corrispondenza di questa zona di transizione stratigrafica si concentrino le maggiori circolazioni idriche rilevate tramite la campagna di monitoraggio, talora con livelli piezometrici significativi, certamente in grado di condizionare l’evoluzione dei movimenti gravitativi, determinare la perdita di resistenza e plasticizzazione dei materiali lungo superfici di scivolamento e, quindi, i processi di progressiva alterazione del substrato decompresso Litotipo SD.

Quindi, dato l’assetto giaciturale con componente a franapoggio meno inclinato del pendio, effettivamente si conferma la dinamica evolutiva prevalentemente traslativa in cui, oltre allo scivolamento dei terreni alterati e rimaneggiati di copertura, si assiste ad un progressivo collasso distensivo e retrogradante (sul lato nord della strada) di banconate fortemente allentate/decomprese dalla mancanza di contenimento laterale; queste si fessurano progressivamente per trazione scorrendo su superfici di strato alterate, la cui plasticizzazione viene certamente condizionata dalla copiosa attività idrogeologica e da una diminuzione di resistenza per le sottospinte piezometriche rilevate. L’attività idrogeologica, unitamente alla fessurazione dei materiali, determina un forte tasso di alterazione degli stessi con rammollimento dei terreni maggiormente plastici e le fessure per trazione evolvono, quindi, progressivamente in nicchie di frana retrogradanti.

In sede di prospezione geofisica tale assetto viene confermato dagli andamenti, spesso gradonati, del tetto del sismostrato B /circa coincidente con il substrato geologico decompresso SD) il quale, lungo il versante, a tratti risulta prossimo alla superficie topografica, condizionando gli elementi morfologici superficiali.

La progressiva evoluzione del grande corpo di frana presente da metà versante sino al fosso sottostante, probabilmente condizionato anche dall’azione erosiva al piede di quest’ultimo, nel tempo porta a riattivazioni periodiche con successivi approfondimenti dei corpi gravitativi presenti in sommità di crinale, direttamente interessati il sedime stradale.

Le medesime dinamiche evolutive, sebbene con coperture più sottili, avviene progressivamente anche lungo il versante meridionale.

Gli spessori delle masse in frana risultano maggiori rispetto a quelle precedentemente rilevate dal Dott. Baistrocchi, evidenziandone un progressivo approfondimento.

A parere del Dott. Geol. Paolo Ciacci, le opere da eseguire per il consolidamento del corpo stradale debbono inquadrarsi nell’ambito di opere di contenimenti in conglomerato cementizio

armato contraddistinte da fondazioni profonde opportunamente inquadrare tra le molteplici possibilità ed adeguatamente dimensionate in maniera tale da garantire di funzionalità, affidabilità e sicurezza.

Secondo quanto indicato dal Dott. Geol. Paolo Ciacci, tali opere andranno necessariamente accompagnate da opere di regimazione idraulica sia profonde, al fine di abbattere il carico idraulico, sia superficiali finalizzate ad un corretto e razionale controllo delle acque di precipitazione e ruscellamento.

In questa fase, in ragione delle disponibilità economiche, come dettagliatamente descritto nell'ambito del capitolo che segue, si provvederà alla realizzazione di una paratia di pali del diametro di 80 cm adeguatamente inseriti nel substrato (livello/litotipo SU).

PUNTO b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

Nell'ambito del presente capitolo si illustrano e scelte tecniche operate al fine di realizzare il presidio in progetto.

b.1. Contenuti del progetto stradale

Il progetto di messa in sicurezza del tratto di Via Marignano interessato dai dissesti generati dai movimenti di versante precedentemente descritti, si sostanzierà di un sistema di opere di carattere strutturale funzionale all'inibizione dei meccanismi di scivolamento delle masse di terreno alla base dell'infrastruttura stradale in parola.

In ragione del contesto in cui si prevede di operare, l'Amministrazione Comunale ha stabilito di operare la locale modifica del sistema viabilistico attraverso la modifica della connessione fra la Strada Vicinale del Tario e Via Marignano. Originariamente, l'asse viario secondario si innestava pressoché perpendicolarmente su quello principale ma, nel corso del tempo, locali modifiche morfologiche contraddistinte da un incremento dei dislivelli fra Via Marignano e la sottostante area di versante lato Nord, ha mutato il collegamento in parola attraverso una deviazione della strada vicinale verso Ovest e la traslazione ad occidente dell'intersezione, su di un'area privata.

Attraverso i lavori in progetto, si desidera risolvere l'anomalia che è andata evolvendosi sino all'attuale cristallizzazione, creando un nuovo raccordo fra l'originario asse della strada vicinale e Via Marignano attraverso la formazione di una bretella in grado di superare i dislivelli presenti escludendo dal traffico veicolare la porzione antistante il civico 29/T, restituendo l'area prospiciente il medesimo all'uso esclusivo di tale proprietà.

In tal maniera si andrà a sanare l'attuale situazione connessa all'uso promiscuo di un'area privata impropriamente divenuta raccordo stradale con conseguente rilevante compromissione degli standard di sicurezza per il traffico veicolare.

La bretella di raccordo di nuova realizzazione, della lunghezza di circa 50 metri, sarà caratterizzata da una larghezza di 450 cm in corrispondenza del tratto parallelo a Via Marignano ed una larghezza all'innesto con la medesima di circa 16,57 m.

La sovrastruttura stradale della nuova bretella sarà costituita da una successione di strati di materiali inerti di diverso assortimento granulometrico debitamente compattati e sarà superficialmente rifinita attraverso un trattamento di depolverizzazione nell'attesa che si esplichino eventuali fenomeni di assestamento per poi procedere alla stesura di uno strato di binder che fungerà, in futuro, da vero e proprio strato di finitura.

b.2. Contenuti del progetto strutturale

Il progetto di messa in sicurezza del tratto interessato dalla frana in argomento consisterà nella realizzazione di una paratia di pali funzionale all'inibizione del movimento gravitativo rilevato e causa di significativi danni all'asse stradale.

Nello specifico, in ragione dei meccanismi in atto, consistenti nello scivolamento di consistenti masse di terreno lungo il versante settentrionale in corrispondenza del crinale del rilievo del quale si snoda Via Marignano, ai piedi del rilevato stradale e lungo il margine Nord della nuova bretella di raccordo della Strada Vicinale del Tario, si provvederà alla realizzazione di un sistema di sostegno della lunghezza complessiva di circa 120 m, composto dai seguenti elementi:

- Pali trivellati del diametro di 80 cm della lunghezza di 16 metri in corrispondenza della bretella di raccordo e 17 metri lungo la direttrice ai piedi della scarpata settentrionale di Via Marignano. I pali saranno disposti a quinconce con interasse longitudinale (nel senso dello sviluppo dell'opera) di 120 cm e interasse trasversale di 100 cm.
- Trave di correa in conglomerato cementizio armato di sezione 200 cm x 100 cm funzionale al collegamento di testa della teoria di pali che si andrà a creare, in maniera da garantire la solidarietà dei medesimi e un adeguato comportamento dell'opera di sostegno sfruttando l'inerzia generata dalla disposizione a quinconce degli elementi di contenimento. Tale travatura sarà collocata al di sotto del rilevato della bretella di raccordo ed ai piedi della scarpata lungo il margine settentrionale di Via Marignano.
- Muro di sostegno in c.a. dello spessore di 40 cm e di altezza variabile collocato all'estradosso della trave di correa e funzionale al sostentamento del rilevato stradale della bretella di raccordo di nuova formazione. In tal maniera sarà possibile limitare l'ingombro lato valle della nuova sovrastruttura stradale garantendo la formazione di un adeguato fosso di guardia per la regimazione ed il corretto smaltimento delle acque meteoriche.

Al fine di garantire la sicurezza degli utenti della strada oggetto di intervento, alla testa delle travi di correa, dei muri di sostegno e della cordolatura sopra descritti, si provvederà all'installazione di barriere stradali tipo bordo ponte tipo Metalwood T40 BP, Classe H2, W5 avente le seguenti caratteristiche:

- Larghezza di funzionamento: W5;
- Altezza fuori terra 110 cm;
- Ingombro trasversale: 43 cm;
- Interasse pali: 200 cm;
- Estensione barriera testata: 92 m terminali inclusi;
- Dimensioni palo: HEA 100;
- Dimensioni piastra: 250 x 300 x 20 mm.

Per la formazione dei diversi elementi strutturali si prevede l'impiego dei seguenti materiali:

- Conglomerato cementizio di classe C25/30 in classe di esposizione XC2 per la formazione dei pali.
- Conglomerato cementizio di classe C35/45 in classe di esposizione XD3 per la formazione delle travi di correa, dei cordoli e dei muri di sostegno.
- Acciaio da c.a. tipo B450 C per la formazione delle armature degli elementi che andranno a costituire le opere di sostegno.

b.3. Tipologia di intervento

Relativamente alla realizzazione delle strutture in argomento, l'intervento di realizzazione della paratia di pali in progetto, è da classificarsi di **Nuova Costruzione** e, in quanto tale, risulta disciplinato, in particolare, dai capitoli 4, 5, 6 e 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

b.4. Motivazioni che hanno indotto la scelta della tipologia strutturale adottata

Lo studio della struttura in progetto è stato condotto sulla base di quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018 (*«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»»*) e dalla Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (*«Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»*).

La scelta di ricorrere ad una paratia di pali trivellati della geometria sopra indicata è stata dettata dalle seguenti esigenze:

- Creare un presidio di resistenza e rigidezza tale da assorbire il deficit di spinta legato ai cinematismi di versante in atto tenuto conto della rilevante profondità del piano di scivolamento. In particolare, il ricorso a pali di medio diametro robustamente armati, disposti a quinconce e collegati in testa da una trave di correa, consentirà l'attivazione di meccanismi resistenti tali da consentire un maggior sfruttamento delle risorse dei materiali e delle diverse membrature, contrastando le pressioni del terreno non solamente attraverso le capacità a tagli e a flessione dei pali ma, bensì, instaurando un comportamento a telaio in grado di abbattere le sollecitazioni lungo il fusto dei pali stessi, attraverso il rigido vincolamento di testa operato dalla trave di correa con conseguente insorgere di coppie sommitali. L'opera di sostegno in tal maniera concepita risulterà più rigida rispetto ad un sistema di pali semplicemente incastrati nel substrato.
- Formare una barriera permeabile tale da non alterare il regime idraulico del sottosuolo evitando squilibri che potrebbero favorire l'instaurarsi di meccanismi indesiderati.
- Realizzare un presidio collocato ad una quota tale da non generare una eccessiva esaltazione del regime di sollecitazione nei diversi elementi componenti, con particolare riguardo per i pali. Pertanto, il posizionamento alla base della scarpata a margine di Via Marignano consentirà di inibire localmente i movimenti di versante evitando di avere

elementi resistenti troppo snelli e soggetti a spinte troppo elevate che, invece, si verificherebbero con una collocazione alla testa della scarpata.

- Ricorso a tecnologie realizzative di facile esecuzione ed in grado di garantire prestazioni adeguate e conformi agli obiettivi prefissati, contemperando aspetti tecnici ed economici in ragione degli standard di sicurezza che è necessario garantire e delle risorse a disposizione.

b.5. Destinazioni d'uso

L'opera in progetto è funzionale alla messa in sicurezza del tratto di Via Marignano interessata dai più significativi fenomeni di instabilità generati dai cinematismi di versante attivatisi.

PUNTO c) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI

c.1. Norme di riferimento cogenti

- Legge n. 1086 del 05.11.1971
"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge n. 64 del 02.02.1974
"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380
"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- D.M. 17.01.2018
"Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
"Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".
- D.G.R. n. 1373 del 26.09.2011
"Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante

le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1 e dell'art. 4, comma 1 della L.R. n. 19 del 2008”.

c.2. Altre norme e documenti tecnici integrativi

Per quanto non indicato dagli strumenti normativi cogenti, nello studio delle strutture in progetto, si è fatto riferimento alle seguenti norme ed istruzioni:

- UNI EN 1990:2006
“Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale”.
- UNI EN 1991-1-1:2004
“Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”.
- UNI EN 1991-1-2:2004
“Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco”.
- UNI EN 1991-1-6:2005
“Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione”.
- UNI EN 1991-1-7:2006
“Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali”.
- UNI EN 1991-2:2005
“Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”.
- UNI EN 1992-1-1:2015
“Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1992-1-2:2019
“Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio”.
- UNI EN 1992-2:2006
“Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”.

- UNI EN 1992-4:2018
“Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo”.
- UNI EN 1997-1:2013
“Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”.
- UNI EN 1997-2:2007
“Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo”.
- UNI EN 1998-1:2013
“Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1998-2:2011
“Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti”.
- UNI EN 1998-5:2005
“Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- UNI EN 206:2016
“Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI 11104:2016
“Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.
- Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale - Settembre 2017
Documento positivamente licenziato con Parere n. 80/2016, espresso dalla Prima Sezione del Consiglio Superiore dei LL.PP. nella adunanza del 30 marzo 2017
- Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale - Settembre 2017
Documento positivamente licenziato con Parere n. 80/2016, espresso dalla Prima Sezione del Consiglio Superiore dei LL.PP. nella adunanza del 30 marzo 2017

PUNTO d) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E ALTRE AZIONI SULL'OPERA DI SOSTEGNO IN PROGETTO

In questa sezione si riportano i parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (Vita Nominale - V_N , Classe d'Uso - C_u , Periodo di Riferimento - V_R , categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate geografiche del sito), delle azioni considerate ai fini della progettazione dell'opera di sostegno funzionale alla messa in sicurezza locale della porzione di versante lato Nord a margine di Via Marignano.

Per la definizione dell'azione sismica si fa riferimento a quanto desumibile tramite il software SISMICAD della Concrete S.r.l. di Padova e mediante il foglio di calcolo Spettri-NTCver1.0.3 messo a punto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

d.1. Vita Nominale delle opere in progetto

La Vita Nominale (V_N) di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 delle NTC, è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, con riferimento alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture e i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e delle misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

Nelle previsioni progettuali dunque, se le condizioni ambientali e d'uso sono rimaste nei limiti previsti, non prima della fine di detto periodo saranno necessari interventi di manutenzione straordinaria per ripristinare le capacità di durata dell'opera.

L'effettiva durata della struttura non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC.

In considerazione della tipologia di struttura in progetto e delle funzioni cui la stessa assolverà, si ritiene di poter attribuire alla medesima una Vita Nominale ≥ 50 anni.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 6 – Vita nominale delle strutture con evidenza della categoria di interesse ai fini del presente progetto.

d.2. Classi d'Uso delle opere in progetto

Tenuto conto delle caratteristiche e destinazioni d'uso dell'opera in progetto, la **Classe d'Uso** che si ritiene di dover cautelativamente considerare è la **II** ("Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. [...]") cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1,0$.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 7 – Tabella 2.4.II delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 recante i "valori del coefficiente d'uso C_U ". In evidenza il valore del coefficiente d'uso da tenere in conto nelle valutazioni numeriche per la progettazione dell'opera.

d.3. Periodi di riferimento per l'azione sismica relativi alle opere in progetto

Alla luce di tutto quanto argomentato ai punti precedenti in relazione alla Vita Nominale ed alla Classe d'Uso dell'opera in progetto, per la medesima si desume il seguente periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_U \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Tabella 8 – Tabella C2.4.I. della circolare esplicativa delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 recante gli "intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U ": in evidenza il periodo di ritorno dell'azione sismica considerato ai fini della progettazione dell'opera in argomento.

d.4. Ubicazione del sito oggetto di intervento: coordinate geografiche

Come indicato in precedenza, l'area in corrispondenza della quale si prevede la realizzazione della paratia in parola è individuata dalle seguenti coordinate geografiche medie:

- Nel sistema World Geodetic System 1984 (WGS84):
 - o Latitudine WGS84: 43,982413^d (N 43° 58' 57")
 - o Longitudine WGS84: 12,477546^d (E 12° 28' 39")

- Nel sistema European Datum 1950 (ED50) si ha, invece:
 - o Latitudine ED50: 43,9834^d (N 43° 59' 00")
 - o Longitudine ED50: 12,4785^d (E 12° 28' 43")

d.5. Zona sismica nell'ambito della quale si colloca l'area oggetto di intervento

Le opere in progetto saranno realizzate nell'ambito del territorio del comune di Rimini. L'area riminese è stata classificata zona sismica per la prima volta nel 1927. È seguito un periodo di declassificazione dal 1938 al 1983. Successivamente il territorio è stato dichiarato nuovamente sismico a partire dall'8 settembre 1983.

Di seguito si riportano le indicazioni desumibili dal Sito del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna inerenti la classificazione del territorio e informazioni relative alla pericolosità sismica del medesimo in ragione dei meccanismi di faglia e degli eventi che si sono storicamente verificati (ciclicità sismica).

Provincia	Codice Istat	Denominazione	Classificazione
Rimini	99001	Bellaria-Igea Marina	2
Rimini	99002	Cattolica	2
Rimini	99003	Coriano	2
Rimini	99004	Gemmano	2
Rimini	99005	Misano Adriatico	2
Rimini	99006	Mondaino	2
Rimini	99008	Montefiore Conca	2
Rimini	99009	Montegrolfo	2
Rimini	99011	Morciano di Romagna	2
Rimini	99013	Riccione	2
Rimini	99014	Rimini	2
Rimini	99015	Saludecio	2
Rimini	99016	San Clemente	2
Rimini	99017	San Giovanni in Marignano	2
Rimini	99018	Santarcangelo di Romagna	2
Rimini	99020	Verucchio	2
Rimini	99021	Casteldelci	2
Rimini	99022	Maiolo	2
Rimini	99023	Novafeltria	2
Rimini	99024	Pennabilli	2
Rimini	99025	San Leo	2
Rimini	99026	Sant'Agata Feltria	2
Rimini	99027	Talamello	2
Rimini	99028	Poggio Torriana	2
Rimini	99029	Montescudo - Monte Colombo	2

Tabella 9 – Stralcio della classificazione sismica dei comuni dell'Emilia-Romagna: dettaglio comuni della provincia di Rimini.

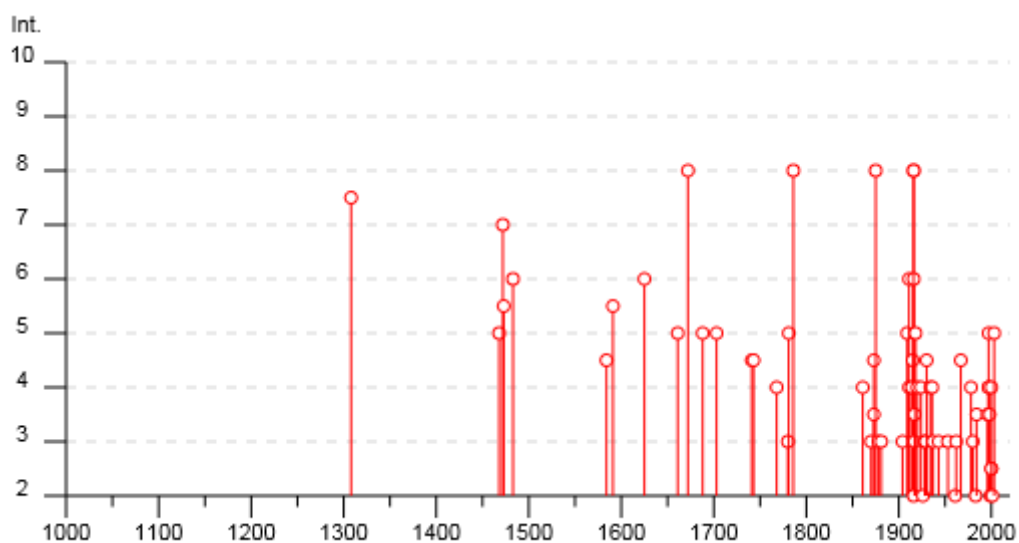


Figura 66 – Sismicità storica territorio Comune di Rimini secondo il Database Macrosismico DBMI15 (in ordinata l'intensità macrosismica con intervallo $2 \div 10$).

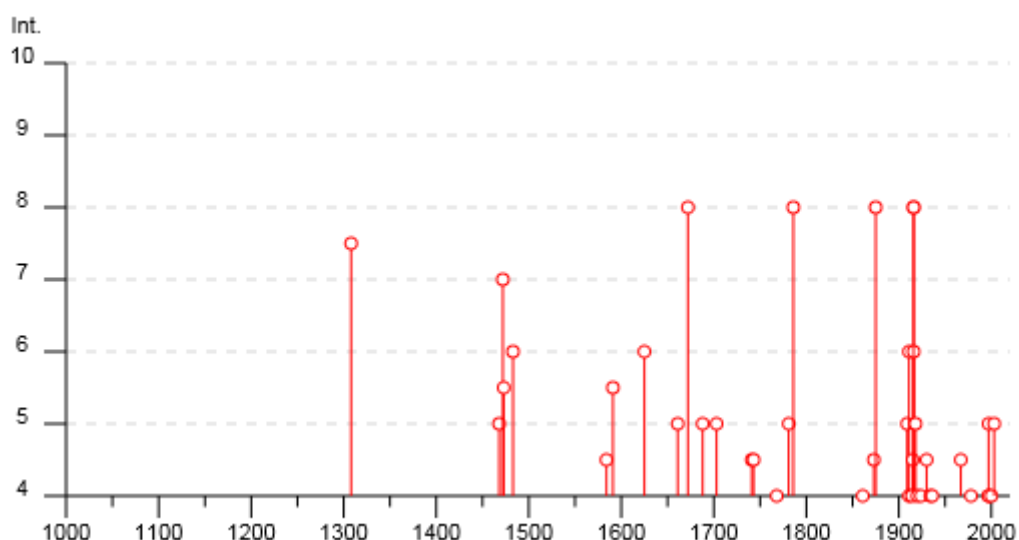


Figura 67 – Sismicità storica territorio Comune di Rimini secondo il Database Macrosismico DBM15 (in ordinata l'intensità macrosismica con intervallo 4÷10).

Il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani DBM15 (consultabile al sito dell'INGV) compilato anche in base a rilievi macrosismici (non basati cioè su rilievi strumentali ma sullo studio degli effetti dei terremoti stessi), raccoglie le informazioni che sono state in parte riassunte negli istogrammi riportati precedentemente.

La tabella che segue è un estratto del database dell'INGV DBM11, con i terremoti risentiti nell'area di Rimini e Riccione con intensità superiore a 5. Si evidenziano i terremoti di forte intensità e con conseguenze molto gravi: anno 1308, Intensità Sismica $I_s = 7/8$; anno 1472, $I_s = 7$; anno 1672, $I_s = 8$; anno 1786, $I_s = 8$; anno 1875, $I_s = 5$; anno 1916, $I_s = 8$.

Intensità al sito	Year Mo Da Ho Mi Se	Epic. area	Io Intensità Epic. Scala MCS	Magnitudo Momento Mw
7-8	1308 01 25 17 15	Rimini	7-8	5.33
7	1472	Rimini	7	5.1
5-6	1473 02 02	Rimini	5-6	4.4
6	1483 08 11 19 40	Romagna	8	5.69
5-6	1591 07 10	Romagna	6-7	5.13
6	1625 12 05	Rimini	6	4.63
8	1672 04 14 15 45	Riminense	8	5.59
8	1786 12 25 01	Riminense	8	5.66
8	1875 03 17 23 51	Costa romagnola	8	5.74
6	1911 03 26 13 51	Riminense	5	5.04
8	1916 05 17 12 50	Riminense	8	5.82
6	1916 06 16 01 27	Riminense	6	4.82
8	1916 08 16 07 06 14.00	Riminense	8	5.82

Tabella 10 – Estratto del database DBM11 elaborato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

d.6. Categoria del sottosuolo

Per l'individuazione della categoria di sottosuolo si fa riferimento a quanto analizzato dal Dott. Geol. Paolo Ciacci ai fini della caratterizzazione geofisica del sito funzionale alla progettazione della struttura in oggetto.

Dall'analisi svolta, sulla base delle risultanze delle indagini svolte, si può affermare che il sito è caratterizzato da una velocità equivalente delle onde di taglio tale per cui è possibile affermare che il **sottosuolo** è ascrivibile alla **Categoria C** secondo quanto indicato al punto 3.2.2 delle norme tecniche per le costruzioni.

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>

Tabella 11 – Tab. 3.2.II delle norme tecniche per le costruzioni relativa alle categorie di sottosuolo secondo l'approccio semplificato: evidenziata la categoria di riferimento per l'individuazione dell'azione sismica di progetto delle opere in epigrafe.

d.7. Categoria topografica e amplificazione topografica

L'area oggetto di intervento si sviluppa in un ambito collinare contraddistinto da inclinazioni dei versanti inferiori a 15° ed è possibile ascriverla alla **Categoria Topografica T1**. Il coefficiente di amplificazione topografica corrispondente risulta essere, pertanto, pari a $S_T = 1,00$.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 12 – Tab. 3.2.III delle norme tecniche per le costruzioni relativa alla categoria topografica: evidenziata la categoria di riferimento secondo quanto emerso dagli studi effettuati sul sito di interesse.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 13 – Tab. 3.2.V delle norme tecniche per le costruzioni relativa alla categoria topografica (“valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T ”): evidenziata la categoria di riferimento.

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s e del coefficiente C_c di cui al punto 3.2.3.2 del D.M. 17.01.2018 si desumono come segue:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 14 – Tab. 3.2.IV delle norme tecniche per le costruzioni relativa alle espressioni del coefficiente stratigrafico S_s e del coefficiente C_c .

d.8. Parametri di pericolosità sismica del sito

Per la località in cui si prevede di realizzare il presidio di versante in progetto, i parametri di pericolosità sismica sono sintetizzati dalle seguenti tabelle ricavate attraverso il software SISMICAD 12.22 della Concrete s.r.l. di Padova e il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn Default (50)

Classe d'uso II

Località: Rimini, Dogana
 Latitudine ED50 43,9834° (43° 59' 0")
 Longitudine ED50 12,4785° (12° 28' 43")
 Altitudine s.l.m. 146,41 m Dettagli...

Vr Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	30	Default (0,053)	Default (2,454)	Default (0,27)
SLD	Default (63)	50	Default (0,067)	Default (2,443)	Default (0,288)
SLV	Default (10)	475	Default (0,1828)	Default (2,475)	Default (0,31)
SLC	Default (5)	975	Default (0,2423)	Default (2,464)	Default (0,322)

Categoria del suolo C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati

SLO

Ss orizzontale SLO Default (1.5)

Tb orizzontale SLO s Default (0.146)

Tc orizzontale SLO s Default (0.437)

Td orizzontale SLO s Default (1.812)

SLD

Ss orizzontale SLD Default (1.5)

Tb orizzontale SLD s Default (0.152)

Tc orizzontale SLD s Default (0.456)

Td orizzontale SLD s Default (1.868)

SLV

Ss orizzontale SLV Default (1.4285)

Tb orizzontale SLV s Default (0.16)

Tc orizzontale SLV s Default (0.479)

Td orizzontale SLV s Default (2.331)

SLC

Ss orizzontale SLC Default (1.3418)

Tb orizzontale SLC s Default (0.164)

Tc orizzontale SLC s Default (0.491)

Td orizzontale SLC s Default (2.569)

Verticale

Ss verticale Default (1)

Tb verticale s Default (0.05)

Tc verticale s Default (0.15)

Td verticale s Default (1)

Categoria topografica T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione

St Default (1)

Figura 68 – Individuazione dei parametri spettrali attraverso il software SISMICAD 12.22 della Concrete S.r.l. di Padova.

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta |>
 Variabilità dei parametri |>

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri |>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Figura 69 – Individuazione della pericolosità sismica del sito attraverso il software Spettri-NTC (versione 1.0.3.) del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,053	2,453	0,268
50	0,067	2,446	0,286
72	0,079	2,462	0,288
101	0,094	2,440	0,299
140	0,108	2,460	0,300
201	0,127	2,434	0,309
475	0,182	2,465	0,317
975	0,242	2,452	0,323
2475	0,339	2,435	0,337

Figura 70 – Parametri sismici di base per i diversi periodi di ritorno ricavati attraverso il software Spettri-NTC (versione 1.0.3.) del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

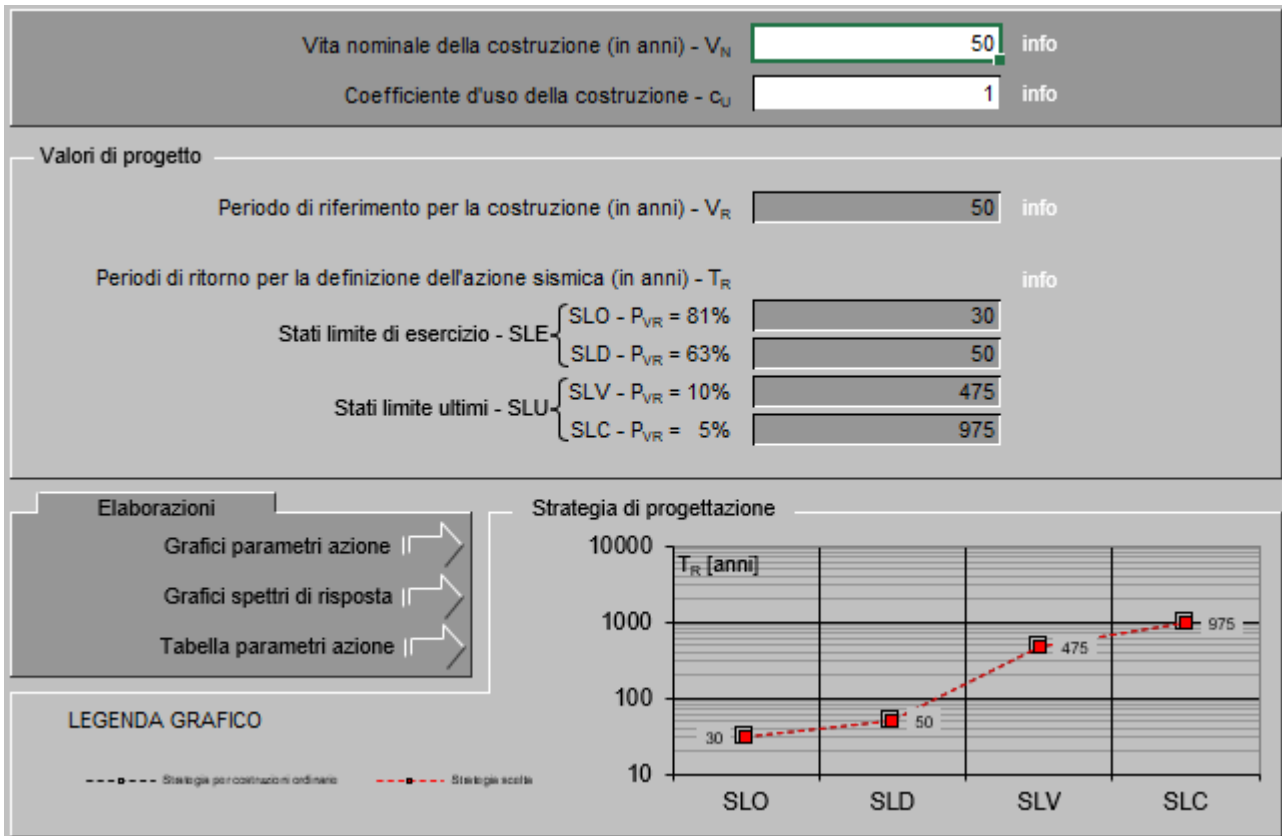


Figura 71 – Scelta della strategia di progettazione sulla base di quanto elaborabile attraverso il software Spettri-NTC (versione 1.0.3.) del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

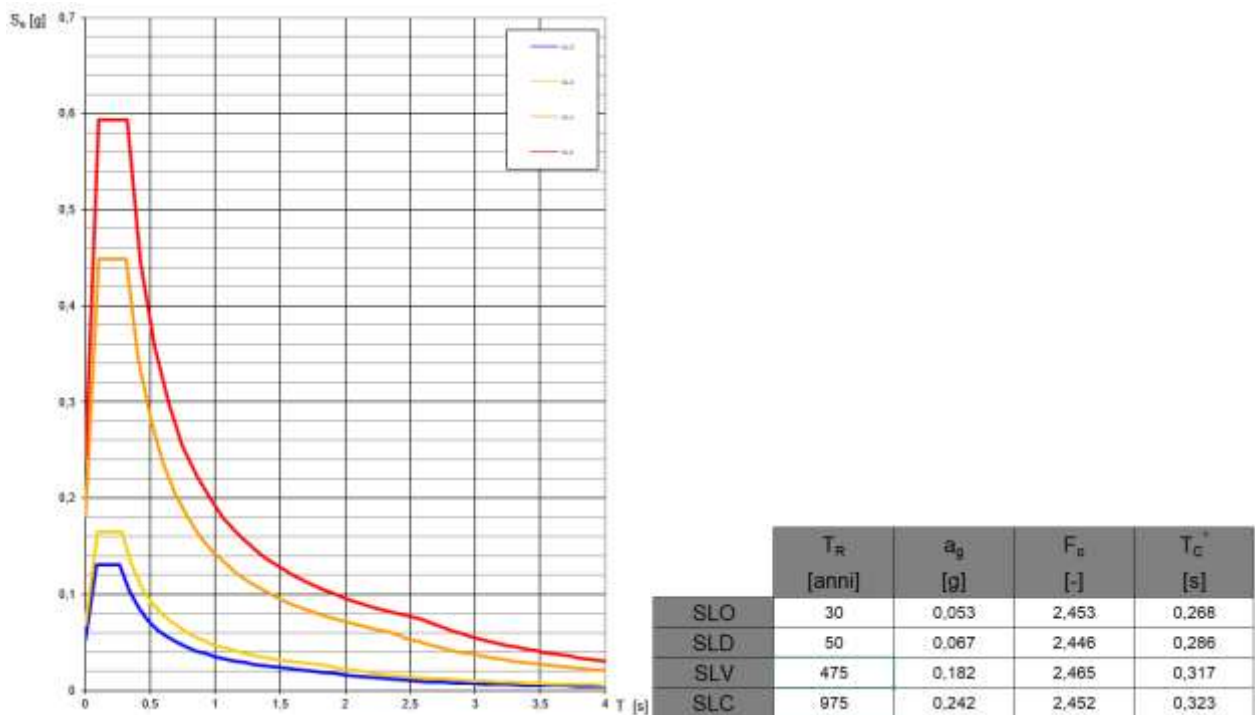


Figura 72 – Spettri di risposta elastici e parametri sismici di base per i diversi stati limite ricavati attraverso il software Spettri-NTC (versione 1.0.3.) del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

d.8.1. Stato Limite di Operatività - SLO

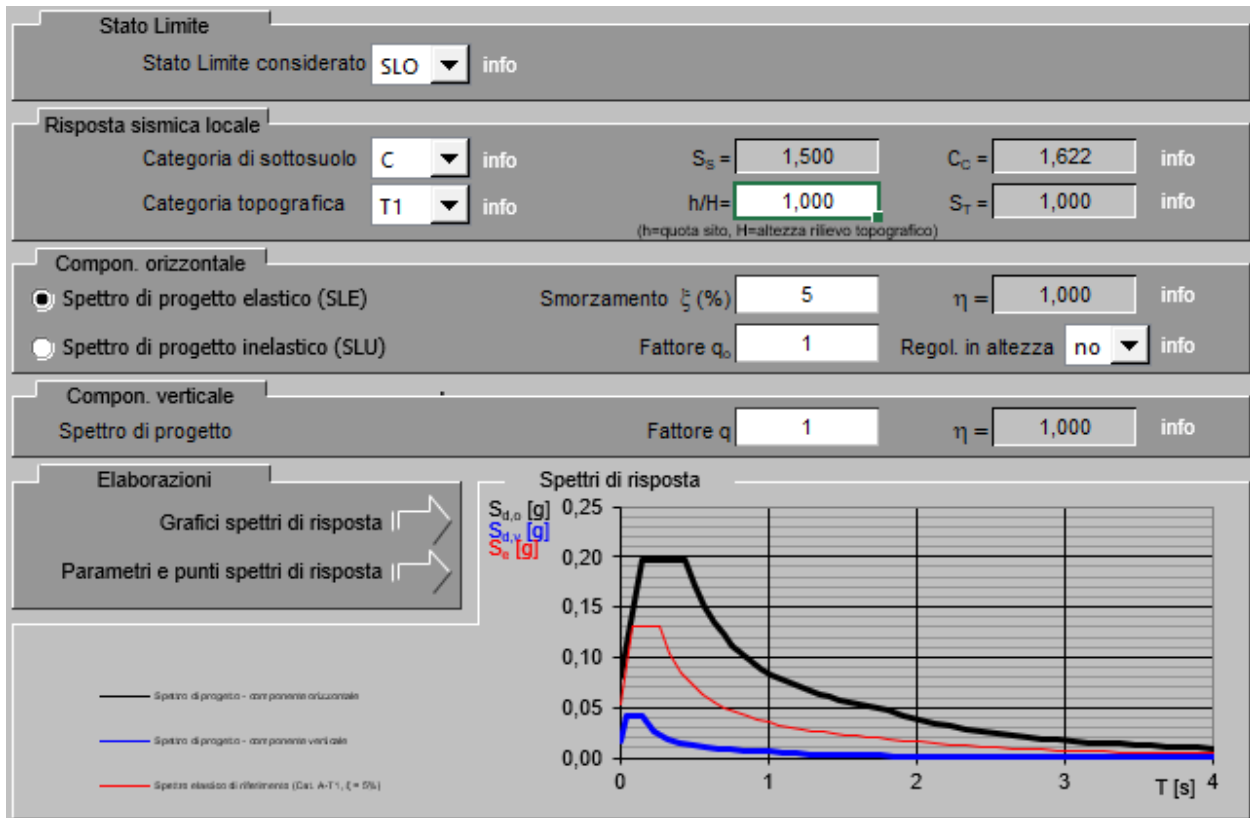


Figura 73 – Determinazione degli spettri delle accelerazioni per lo Stato Limite di Operatività (SLO).

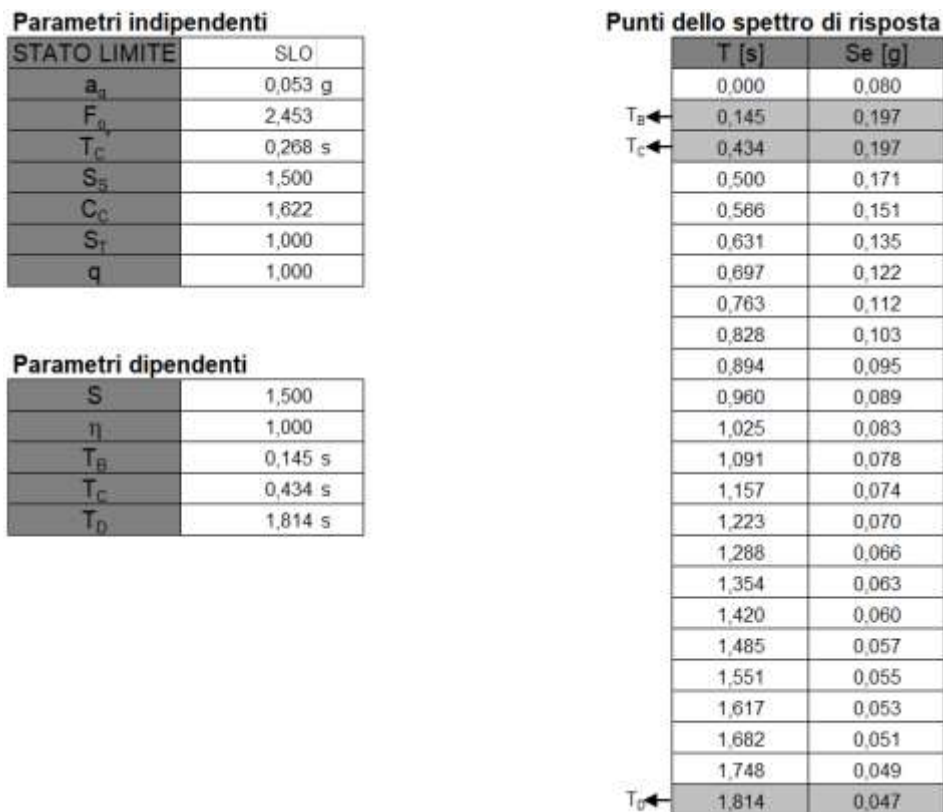


Figura 74 – Parametri relativi allo spettro delle accelerazioni orizzontali per lo Stato Limite di Operatività (SLO).

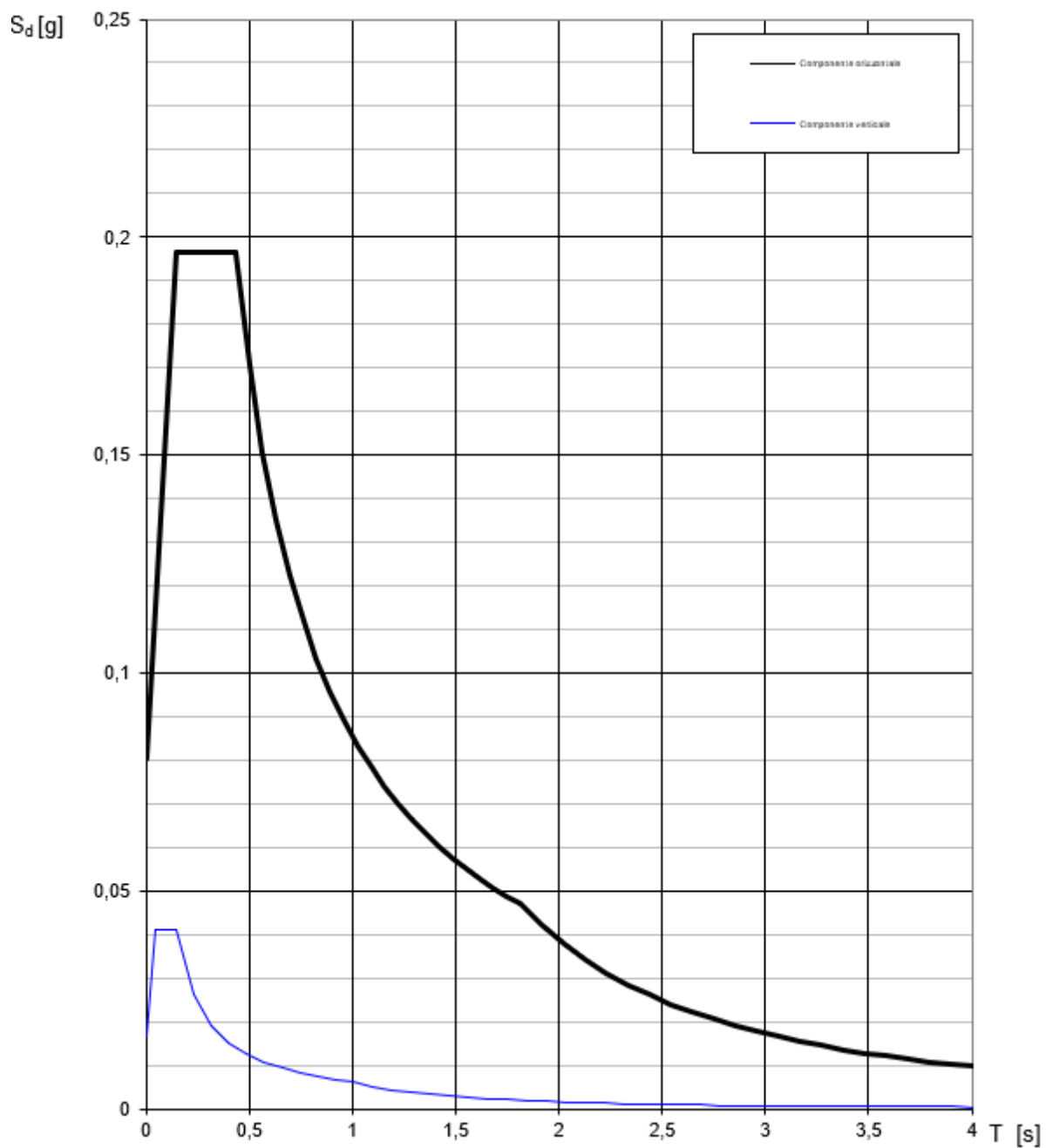


Figura 75 – Grafico degli spettri delle accelerazioni per lo Stato Limite di Operatività (SLO).

d.8.2. Stato Limite di Danno - SLD

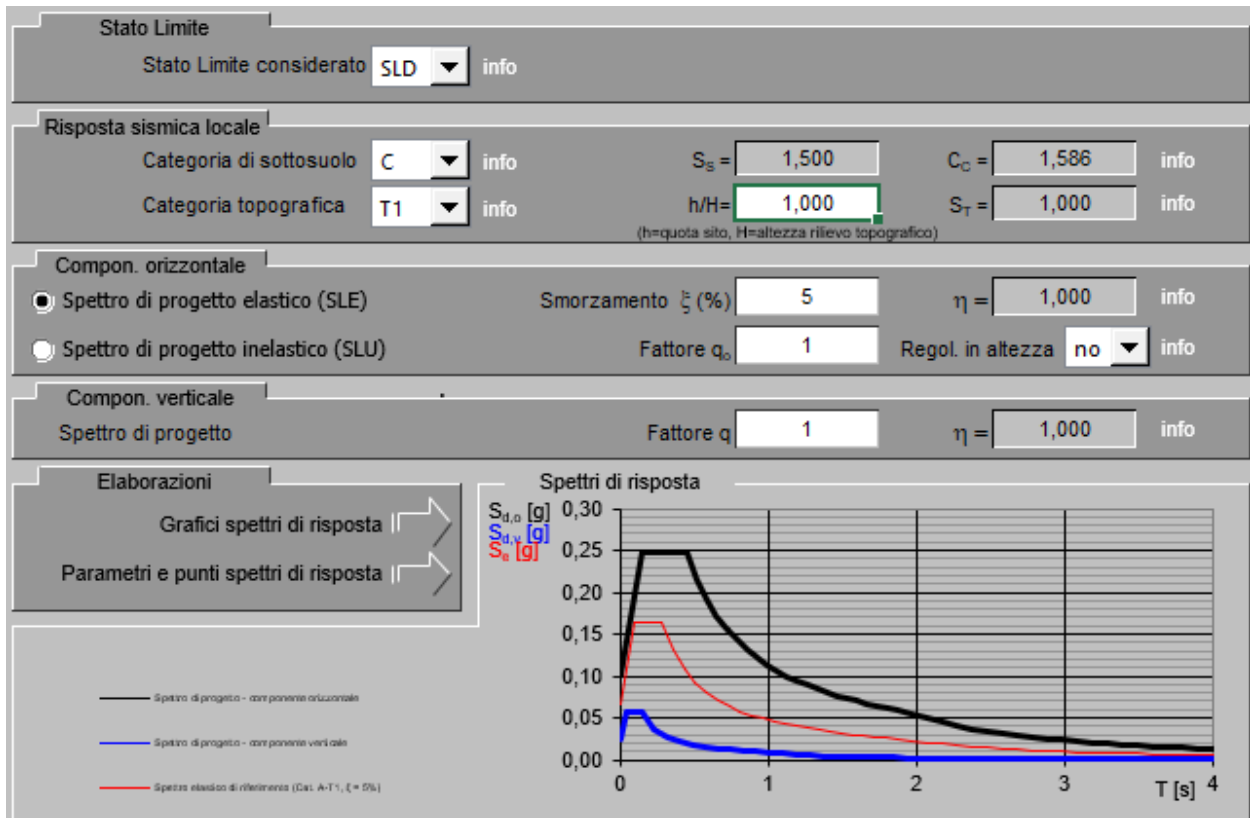


Figura 76 – Determinazione degli spettri delle accelerazioni per lo Stato Limite di Danno (SLD).

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,067 g
F_0	2,446
T_C	0,286 s
S_S	1,500
C_C	1,586
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,151 s
T_C	0,454 s
T_D	1,870 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,101
T_B	0,151	0,247
T_C	0,454	0,247
	0,522	0,215
	0,589	0,191
	0,657	0,171
	0,724	0,155
	0,791	0,142
	0,859	0,131
	0,926	0,121
	0,994	0,113
	1,061	0,106
	1,128	0,100
	1,196	0,094
	1,263	0,089
	1,331	0,084
	1,398	0,080
	1,465	0,077
	1,533	0,073
	1,600	0,070
	1,667	0,067
	1,735	0,065
	1,802	0,062
T_D	1,870	0,060

Figura 77 – Parametri relativi allo spettro delle accelerazioni orizzontali per lo Stato Limite di Danno (SLD).

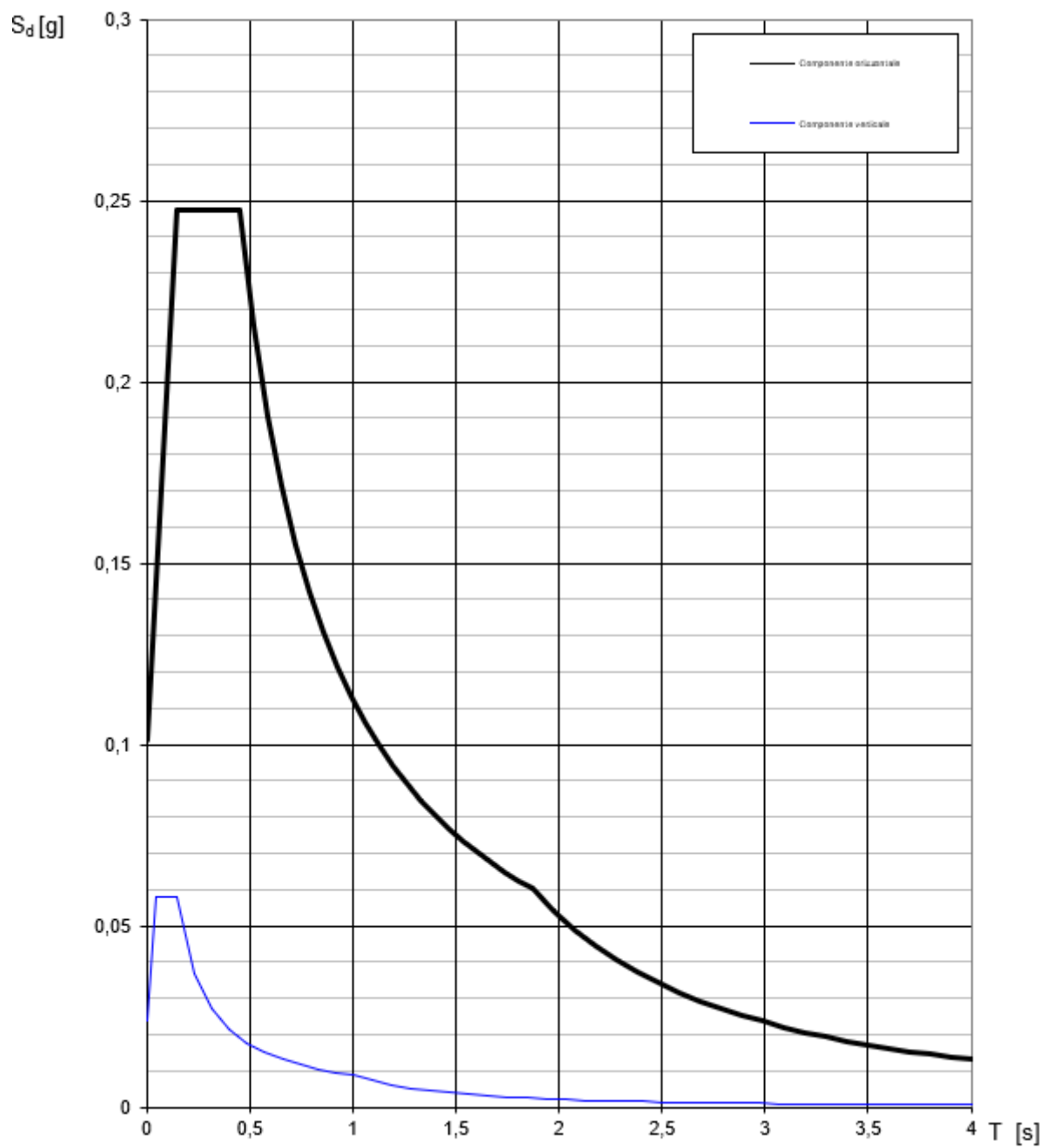


Figura 78 – Grafico degli spettri delle accelerazioni per lo Stato Limite di Danno (SLD).

d.8.3. Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV

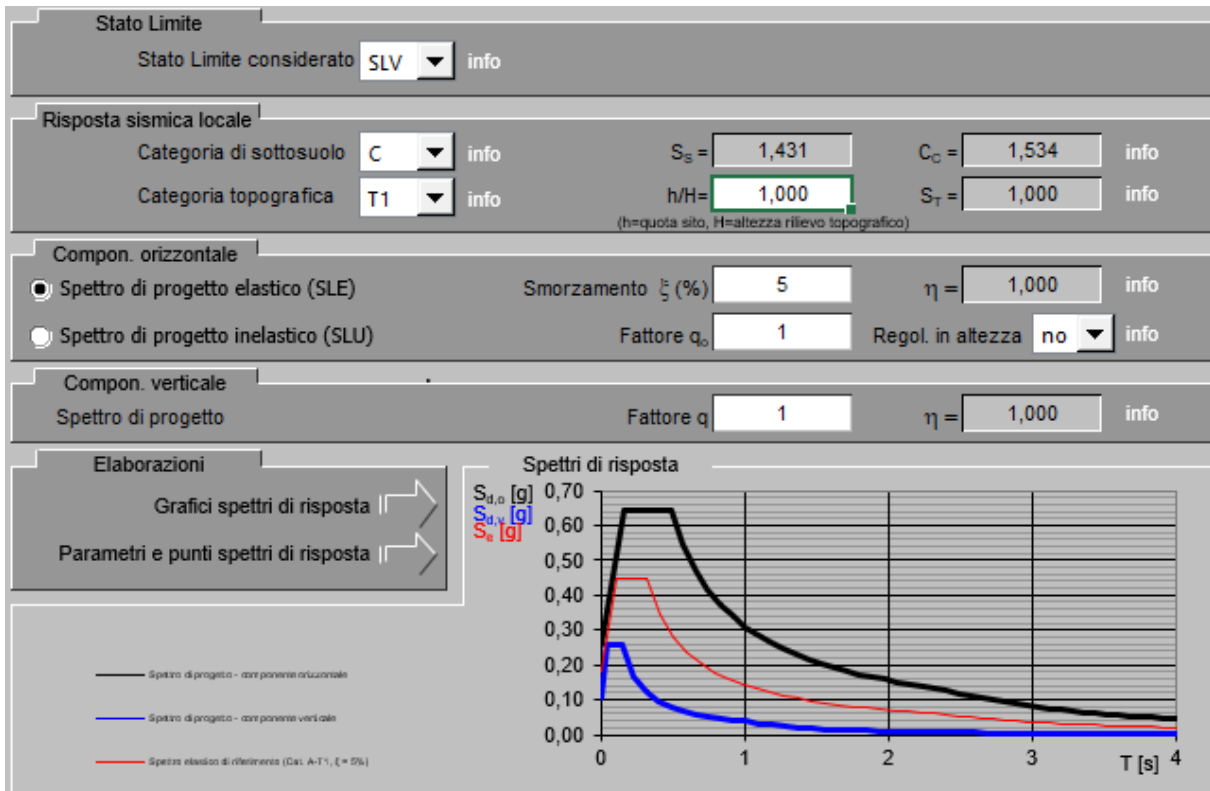


Figura 79 – Determinazione degli spettri delle accelerazioni per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,182 g
F_0	2,465
T_C^*	0,317 s
S_S	1,431
C_C	1,534
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,431
η	1,000
T_B	0,162 s
T_C	0,486 s
T_D	2,327 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,260
$T_B \leftarrow$	0,162	0,642
$T_C \leftarrow$	0,486	0,642
	0,574	0,544
	0,662	0,472
	0,749	0,416
	0,837	0,373
	0,925	0,337
	1,012	0,308
	1,100	0,284
	1,188	0,263
	1,275	0,245
	1,363	0,229
	1,451	0,215
	1,538	0,203
	1,626	0,192
	1,714	0,182
	1,801	0,173
	1,889	0,165
	1,977	0,158
	2,064	0,151
	2,152	0,145
	2,240	0,139
$T_D \leftarrow$	2,327	0,134

Figura 80 – Parametri relativi allo spettro delle accelerazioni orizzontali per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

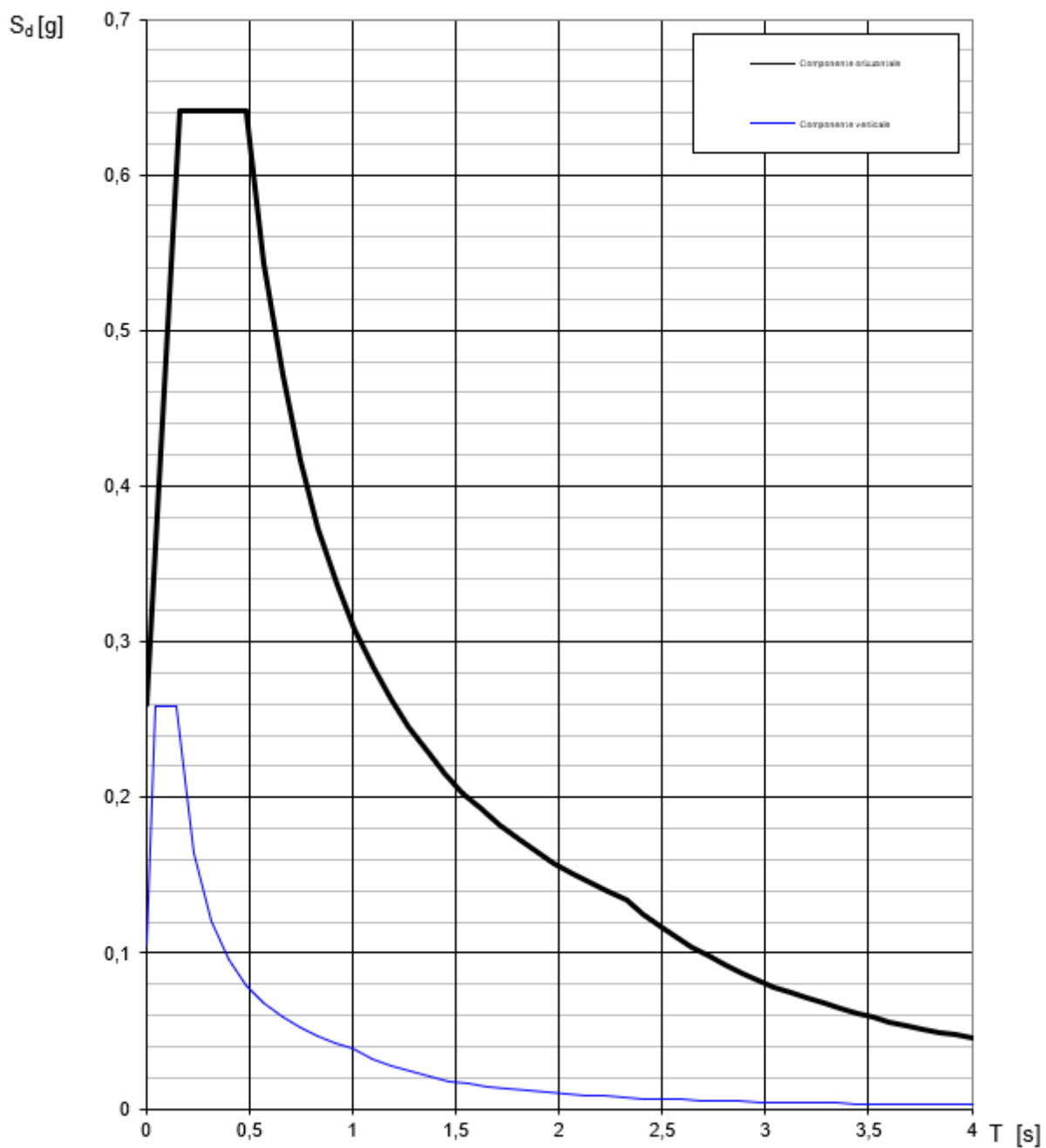


Figura 81 – Grafico degli spettri delle accelerazioni per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

d.8.4. Stato Limite di Collasso - SLC

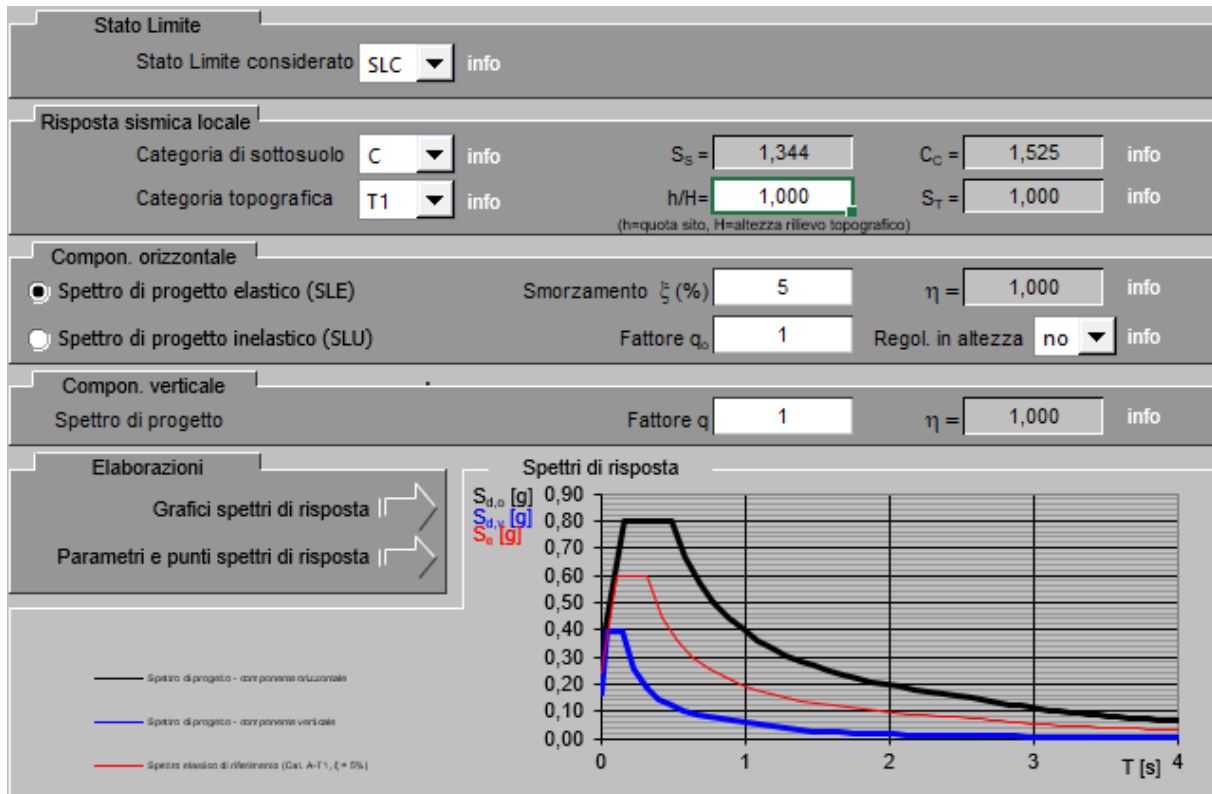


Figura 82 – Determinazione degli spettri delle accelerazioni per lo Stato Limite di Collasso (SLC).

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_q	0,242 g
F_o	2,452
T_C^*	0,323 s
S_S	1,344
C_C	1,525
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,344
η	1,000
T_B	0,164 s
T_C	0,492 s
T_D	2,568 s

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,325
T_B ← 0,164	0,798
T_C ← 0,492	0,798
0,591	0,664
0,690	0,569
0,789	0,498
0,888	0,442
0,987	0,398
1,085	0,362
1,184	0,332
1,283	0,306
1,382	0,284
1,481	0,265
1,580	0,249
1,679	0,234
1,777	0,221
1,876	0,209
1,975	0,199
2,074	0,189
2,173	0,181
2,272	0,173
2,370	0,166
2,469	0,159
T_D ← 2,568	0,153

Figura 83 – Parametri relativi allo spettro delle accelerazioni orizzontali per lo Stato Limite di Collasso (SLC).

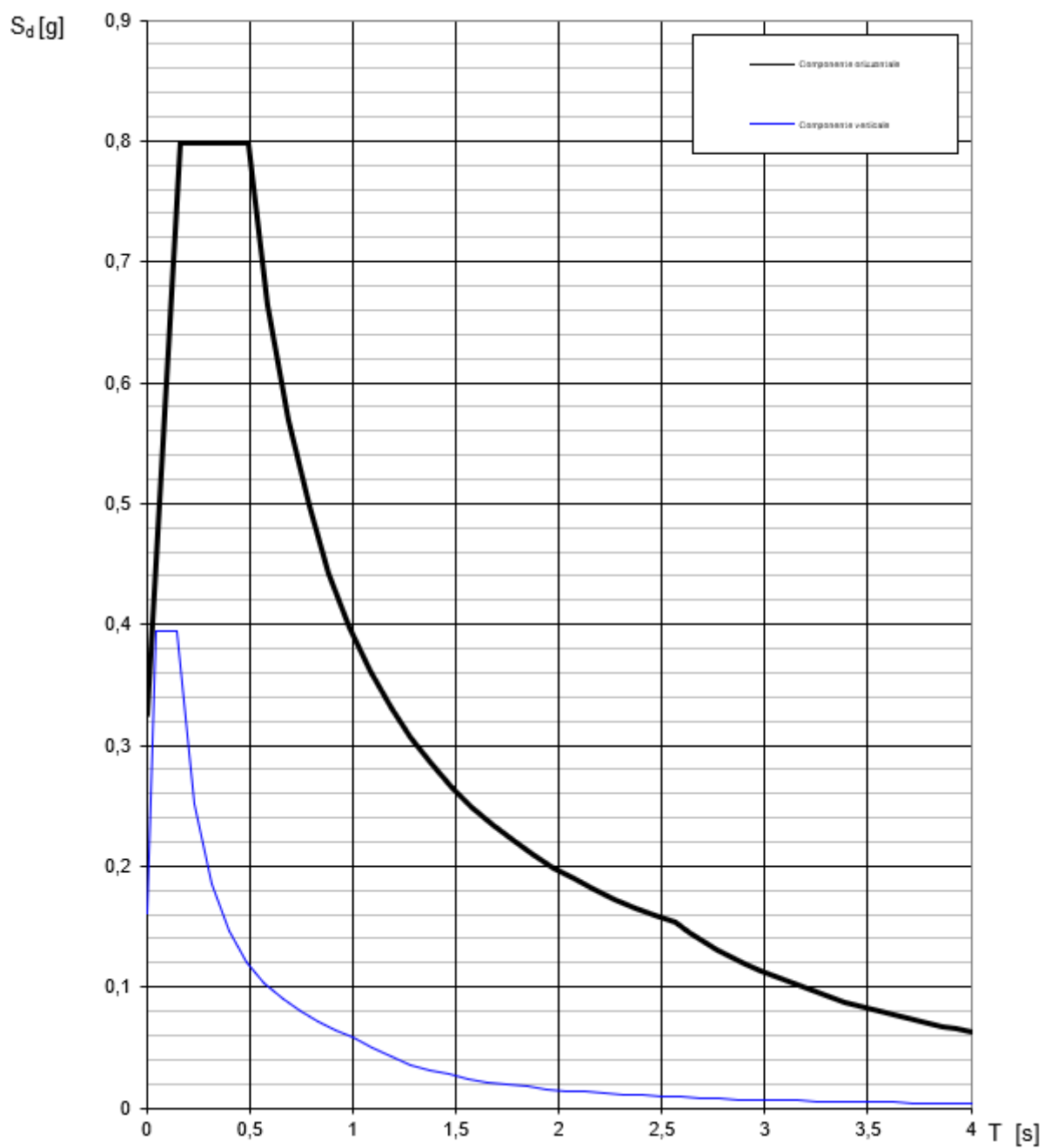


Figura 84 – Grafico degli spettri delle accelerazioni per lo Stato Limite di Collasso (SLC).

d.9. Azioni considerate sulle opere in progetto

In ragione delle funzioni cui dovrà assolvere la struttura in argomento, sulla strada oggetto del presidio che si intende attuare, sono stati considerati i carichi variabili di seguito riportati.

d.9.1. Riferimenti Legislativi

Per il calcolo delle azioni sulle strutture in progetto si fa riferimento al D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”.

d.9.2. Carico di neve

Il carico di neve sul terreno viene valutato con la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s : è il carico neve sulla copertura;

q_{sk} : è il valore di riferimento del carico neve al suolo;

μ_i : è il coefficiente di forma della copertura;

C_E : è il coefficiente di esposizione;

C_t : è il coefficiente termico.

Il territorio del comune di Rimini è compreso nella zona I (Mediterranea) di carico di neve.

La struttura in argomento si collocherà ad una quota altimetrica di circa 141 m s.l.m., e Via Marignano, nel tratto di interesse, scorre ad una quota massima di circa 147 m s.l.m., pertanto il carico di neve al suolo da tenere in conto è pari a

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Inoltre, si può assumere

$$C_E = 1,0$$

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Tabella 15 – Valori del coefficiente di esposizione in funzione delle condizioni topografiche.

$$C_t = 1,0$$

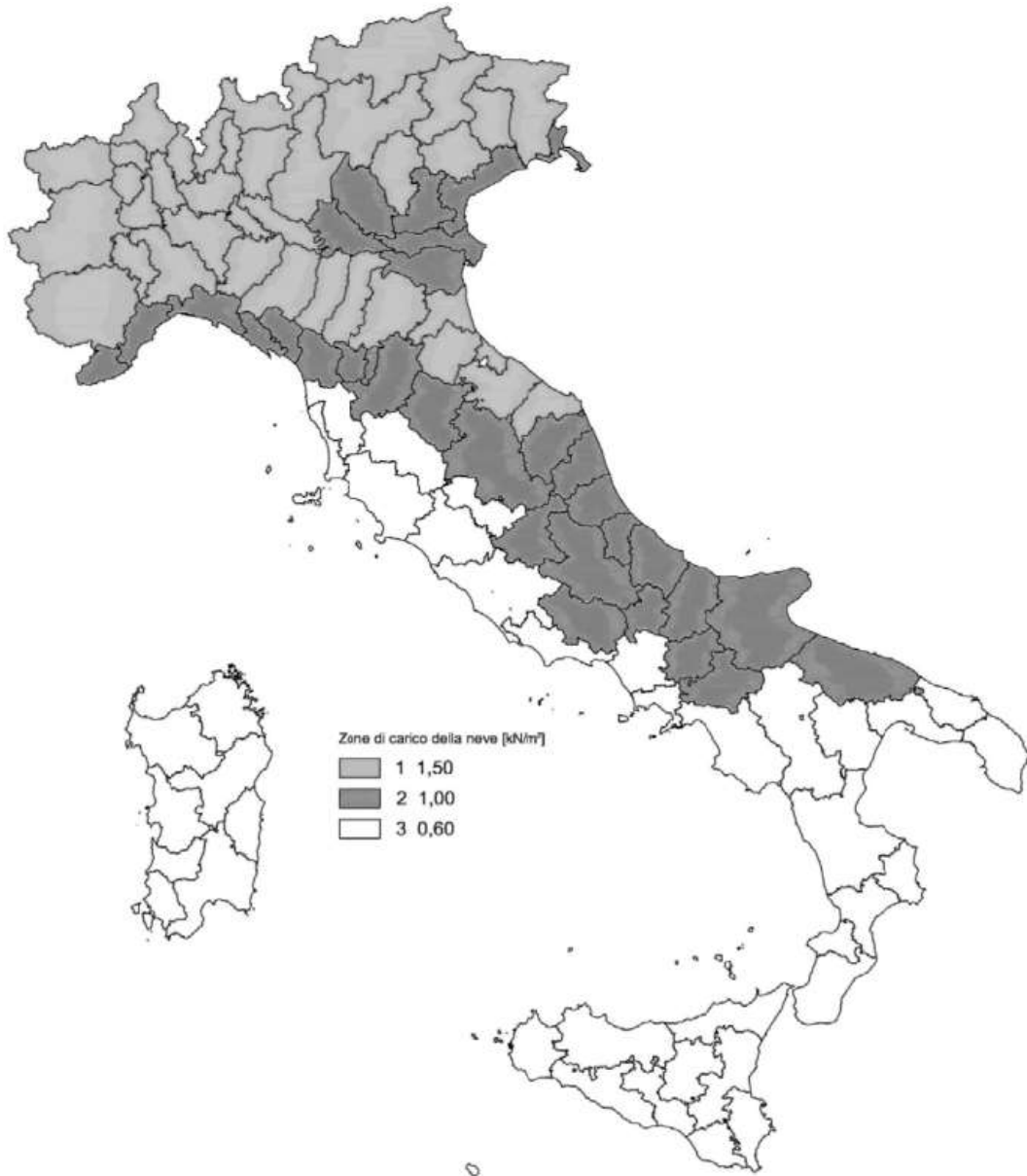


Figura 85 – Zone di carico della neve.

Il coefficiente di forma si può assumere pari a 0,8:

$$\mu_1 = 0,80$$

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 16 – Valori del coefficiente di forma.

Pertanto, in corrispondenza delle falde di copertura si ha:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1,50 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

d.9.4. Azione relative all'asse stradale (riferimento a ponti stradali)

Per quel che concerne i carichi agenti sull'asse di Via Marignano e sulla nuova bretella di raccordo della Strada Vicinale del Tario con la medesima, si fa riferimento alle azioni che, secondo le norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018, possono interessare ponti stradali.

I carichi verticali da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel paragrafo 5.1.3.3.3 delle norme tecniche per le costruzioni, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto di seguito riportato (si vedano, in merito, la Figura 5.1.1 e la Tabella 5.1.1 delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018). Se non diversamente specificato, qualora la piattaforma di un impalcato da ponte (in questo caso l'asse stradale principale e la strada vicinale che in esso si innesta) sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- a. se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- b. se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

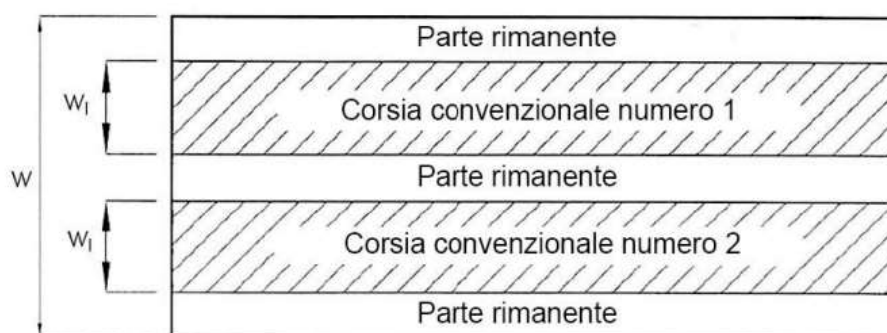


Figura 86 – Esempio di numerazione delle corsie (Figura 5.1.1 delle NTC 2018).

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Tabella 17 – Numero e larghezza delle corsie (Tabella 5.1.1 delle NTC 2018).

Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

- Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.
- Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
- Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.
- Schemi di Carico 6.a, b, c: In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$.

$$q_{L,a} = 128,95 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,25} \quad [\text{KN/m}]$$

$$q_{L,b} = 88,71 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,38} \quad [\text{KN/m}]$$

$$q_{L,c} = 77,12 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,38} \quad [\text{KN/m}]$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

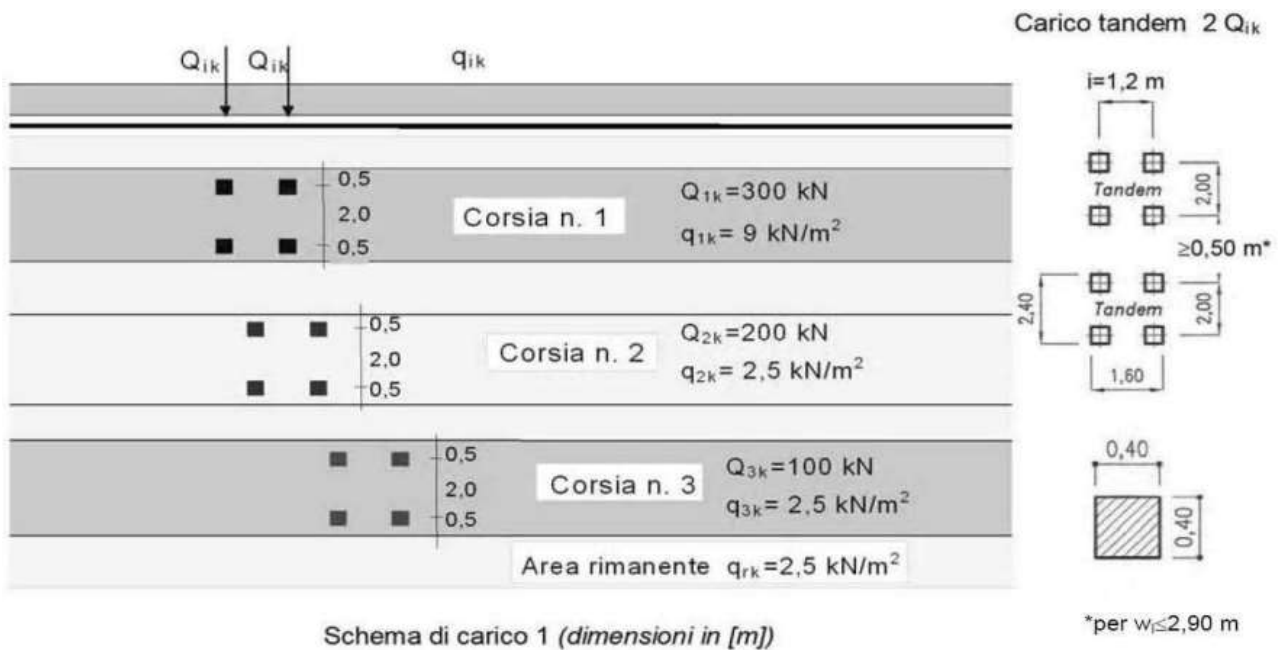


Figura 87 – Schema di carico 1.

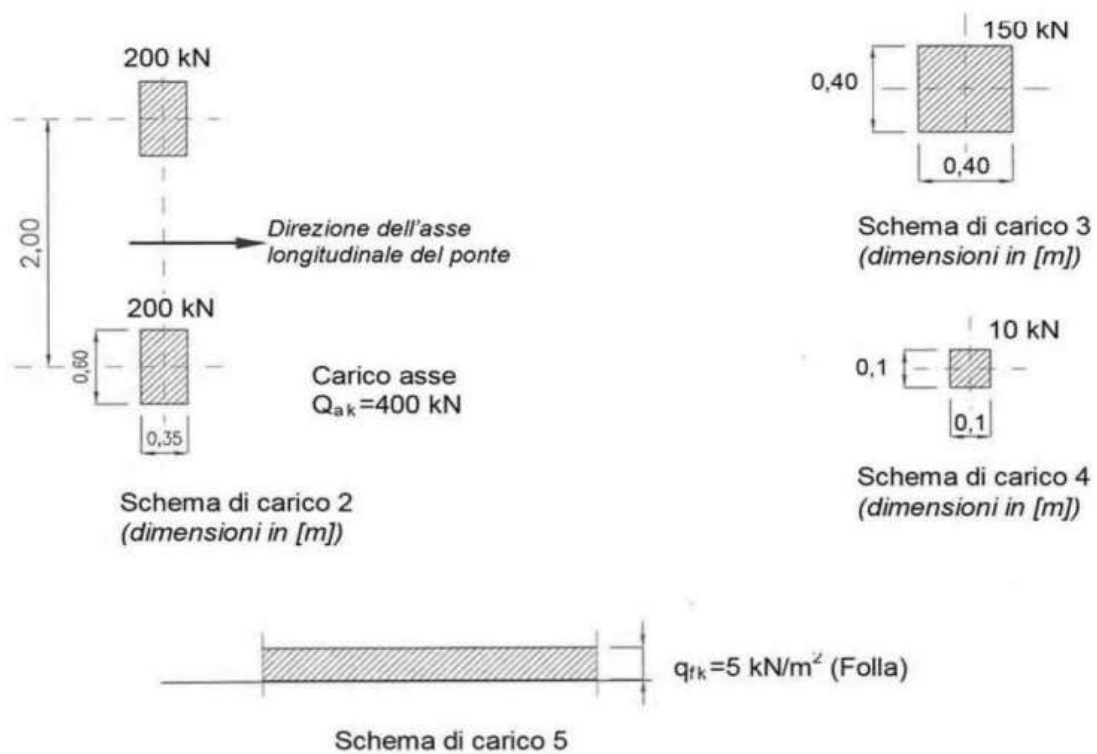


Figura 88 – Schemi di carico 2, 3, 4 e 5.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 18 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

PUNTO e) DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

I materiali sono stati scelti nell'ottica di garantire standard di resistenza meccanica ed agli agenti degradanti tali da soddisfare le prescrizioni fornite dalle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Nell'ambito dell'intervento in argomento, si prevede l'impiego dei seguenti materiali:

- 1) Calcestruzzo di classe (minima) C12/15** per la realizzazione di getti di pulizia (magroni) al di sotto della trave di correa. La classe di esposizione che si prevede per tali getti di conglomerato cementizio è la **X0**.
- 2) Calcestruzzo di classe (minima) C25/30** per la realizzazione dei pali che andranno a formare la paratia. La classe di esposizione che si prevede per tali elementi è la **XC2**.
- 3) Calcestruzzo di classe (minima) C35/45** per la realizzazione della trave di correa e del muro di sostegno a margine della nuova bretella di raccordo. La classe di esposizione che si prevede per tali elementi è la **XD3**.
- 4) Acciaio da cemento armato B450C** per la formazione delle travi e della platea di fondazione, delle pareti contro terra e dei pulvini in testa ai medesimi. Le barre di armatura saranno poste in opera con opportuni distanziatori così come indicato negli elaborati grafici.

e.1. Requisiti di resistenza meccanica

e.1.1. Calcestruzzi

Come sopra indicato, per la realizzazione degli elementi in conglomerato cementizio armato si prevede il ricorso a calcestruzzi delle seguenti classi:

- C12/15 per la realizzazione dei getti di pulizia
 C25/30 per la formazione dei pali trivellati
 C35/45 per la realizzazione della trave di correa e del muro di sostegno a margine della nuova bretella di raccordo.

Per le diverse tipologie di calcestruzzo e malte previste, le resistenze cubiche caratteristiche a compressione del conglomerato a 28 giorni non dovranno essere comunque inferiori a:

- C12/15 $R_{ck} 28 \text{ gg} = 15 \text{ N/mm}^2$ per elementi privi di funzioni strutturali
 C25/30 $R_{ck} 28 \text{ gg} = 30 \text{ N/mm}^2$
 C35/45 $R_{ck} 28 \text{ gg} = 45 \text{ N/mm}^2$

Le resistenze cilindriche caratteristiche a compressione si desumono come segue:

- C12/15 $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 15 = 12,5 \text{ N/mm}^2$ per elementi privi di funzioni strutturali
 C25/30 $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 30 = 24,9 \text{ N/mm}^2$
 C35/45 $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 45 = 37,4 \text{ N/mm}^2$

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione				Corrosione da cloruri						Attacco gelo/degelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	-	260	260	260	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	-	-	-
Altri requisiti												Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/degelo				Cemento resistente ai solfati ^{b)}		

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/degelo per la relativa classe di esposizione.
 b) Quotora la presenza di SO₄²⁻ comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.

Tabella 19 – Valori limite raccomandati per composizione e proprietà del calcestruzzo secondo UNI EN 206:2014.

In generale, le resistenze caratteristiche e medie funzionali all'esecuzione delle verifiche agli stati limite per i due principali conglomerati cementizi con funzioni strutturali previsti in progetto sono le seguenti:

classe	C20/25	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45	C40/50	Note
R_{ck}	25	30	35	40	45	50	
f_{ck}	20,8	24,9	29,1	33,2	37,4	41,5	$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$
f_{ctm}	2,3	2,6	2,8	3,1	3,4	3,6	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)}$
$f_{ctk0,05}$	1,6	1,8	2,0	2,2	2,3	2,5	$f_{ctk0,05} = 0,70 f_{ctm}$
f_{cm}	28,8	32,9	37,1	41,2	45,4	49,5	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
E_{cm}	30200	31447	32588	33643	34625	35547	$E_{cm} = 22.000[f_{cm}/10]^{0,3}$

Tabella 20 – Resistenze dei conglomerati cementizi ordinari.

Le resistenze a compressione di calcolo saranno pari a:

$$\gamma_c = 1,50 \quad \alpha_{cc} = 0,85$$

$$C12/15 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{12,5}{1,5} = 7,08 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per elementi privi di funzioni strutturali}$$

$$C25/30 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{24,9}{1,5} = 14,1 \text{ N/mm}^2$$

$$C35/45 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{37,4}{1,5} = 21,2 \text{ N/mm}^2$$

e.1.2. Acciaio per conglomerato cementizio armato

L'acciaio per la realizzazione degli elementi in conglomerato cementizio armato del sistema di sostegno in progetto sarà del tipo **B450C**.

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_t \text{ nom}$	540 N/mm ²

Tabella 21 – Resistenze allo snervamento e a rottura dell'acciaio da c.a..

Le barre di armatura dovranno rispettare i requisiti indicati nella tabella 11.3.Ib delle norme tecniche per le costruzioni di seguito riprodotta:

Caratteristiche	Requisiti	Fratte (%)	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo	f_{tk}	$\geq f_t \text{ nom}$	5.0
	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
		$< 1,35$	
	$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
	$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
	per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
	per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

Tabella 22 – Resistenze allo snervamento e a rottura dell'acciaio da c.a..

Per l'acciaio sopra indicato i valori di resistenza a trazione e di allungamento di ciascun campione dovranno essere compresi tra i valori minimi e massimi riportati nella tabella che segue:

Caratteristica	Valore limite	Note
f_t minimo	425 N/mm ²	per acciai B450A e B450C
f_t massimo	572 N/mm ²	per acciai B450A e B450C
A_E minimo	≥ 6,0%	per acciai B450C
A_E minimo	≥ 2,0%	per acciai B450A
f_t / f_y	$1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
f_t / f_y	$f_t / f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Piegamento / Raddrizzamento	Assenza di cricche	per acciai B450A e B450C
f_t / f_y	per $5 \text{ mm} \leq \Phi \leq 6 \text{ mm}$ ≥ 0.035 per $6 \text{ mm} \leq \Phi \leq 12 \text{ mm}$ ≥ 0.040 per $\Phi \geq 12 \text{ mm}$ ≥ 0.056	per acciai B450A e B450C provenienti da rotolo

Tabella 23 – Valori limite delle proprietà meccaniche degli acciai da c.a..

f_{tk} - Resistenza caratteristica di rottura = 540 N/mm²

f_{yk} - Resistenza caratteristica a snervamento = 450 N/mm²

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$ - Resistenza di calcolo

dove:

γ_s - Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio = 1,15

E_s - Modulo elastico = 210000 N/mm²

$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ - Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza

$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$ - Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo

η - Per barre di diametro $\Phi \leq 32 \text{ mm}$ = 1,0

γ_c - Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo = 1,50

Per conglomerato cementizio di classe C35/45

$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 2,35 = 5,29 \text{ N/mm}^2$

$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 5,29 / 1,50 = 3,52 \text{ N/mm}^2$

e.2. Requisiti di durabilità considerati

La scelta dei materiali è stata effettuata oltre che in ragione delle risorse meccaniche che gli elementi strutturali dovranno possedere, anche in funzione delle esigenze di durabilità delle membrature in progetto.

I conglomerati cementizi saranno utilizzati essenzialmente per la formazione di elementi entro terra a contatto col terreno e interessati, in parte, da una alternanza di asciutto-bagnato. Mentre i pali, infatti, saranno inseriti all'interno del terreno e, in una certa qual misura, protetti dal medesimo e unicamente interessati dall'azione delle acque di falda e dall'umidità propria del terreno stesso, la

superficie estradossale della trave di correa nella sua porzione esterna al rilevato della bretella di raccordo (la parte di opera di maggiore estensione) e il muro di sostegno a margine della medesima, potranno trovarsi esposti all'azione diretta degli agenti atmosferici nonché agli effetti prodotti dall'impiego di sali disgelanti sulle piattaforme stradali durante i mesi invernali; in ragione di tale assai probabile evenienza, è stata considerata una classe di esposizione XD3.

e.2.1. Classi di esposizione dei conglomerati cementizi

In considerazione dell'ambiente in cui saranno collocate le opere in progetto, si individuano le seguenti classi di esposizione:

- 1) Calcestruzzo di classe (minima) C12/15** per la realizzazione di getti di pulizia (magroni) al di sotto della trave di correa. La classe di esposizione che si prevede per tali getti di conglomerato cementizio è la seguente:
 - **X0** (Assenza di rischio di corrosione o attacco. Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici).

- 2) Calcestruzzo di classe (minima) C25/30** per la realizzazione dei pali che andranno a formare la paratia a presidio di Via Marignano e di parte della bretella di raccordo alla medesima della vicina strada vicinale. La classe di esposizione che si prevede per tali elementi è la seguente:
 - **XC2** (Corrosione indotta da carbonatazione in ambiente bagnato, raramente asciutto. Ad esempio: parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni; calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo).

- 3) Calcestruzzo di classe (minima) C35/45** per la realizzazione della trave di correa e del muro di sostegno a margine della nuova bretella di raccordo della Strada Vicinale del Tario a Via Marignano. La classe di esposizione che si prevede per tali elementi è la seguente:
 - **XD3** (Ciclicamente asciutto e bagnato. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto).

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Tabella 24 – Classi di esposizione secondo UNI EN 206-1:2006 (“Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”) considerate in questa sede.

e.2.2. Copriferri elementi in conglomerato cementizio armato

Al fine di garantire la necessaria durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato in ragione della Vita Nominale prescritta, in questa sede si individua il copriferro minimo.

Si riporta, di seguito, l'individuazione del valore minimo del copriferro ai sensi dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1:2015) e delle UNI EN 206-2014 e UNI 11104:2016.

Il copriferro minimo che soddisfa i requisiti relativi all'aderenza e alla durabilità vale:

$$c_{min} = \max [c_{min,b} ; (c_{min,dur} - \Delta_{cdur,add}); 10 \text{ mm}]$$

dove:

$c_{min,b}$ copriferro dovuto al requisito di aderenza con $c_{min,b} \geq \phi$ dell'armatura

$c_{min,dur}$ copriferro minimo per affrontare le condizioni ambientali

$\Delta_{cdur,add}$ riduzione del copriferro minimo per la durabilità in presenza di protezioni aggiuntive

Dal copriferro minimo si ricava quello nominale con la seguente relazione:

$$c_{nom} = \max [(c_{min} + \Delta c); 20 \text{ mm}]$$

Dalla tabella che segue risulta:

$c_{min,dur} = 30 \text{ mm}$ per gli elementi in classe XC2

$c_{min,dur} = 50 \text{ mm}$ per gli elementi in classe XD3

Classe di esposizione ambientale	Copriferro $c_{min,dur}$ [mm]							
	15	25	30	35	40	45	50	55
XC1	C25/30, 0.60, 300							
XC2			C25/30, 0.60, 300					
XC3			C28/35, 0.55, 320					
XC4			C32/40, 0.50, 340					
XD1			C28/35, 0.55, 320					
XD2			C35/45, 0.45, 360					
XD3							C35/45, 0.45, 360	
XS1			C28/35, 0.55, 320					
XS2			C35/45, 0.45, 360					
XS3							C35/45, 0.45, 360	
XF1	C28/35, 0.50, 320							
XF2 – XF3	C25/30, 0.50, 340							
XF4	C28/35, 0.45, 360							
XA1	C28/35, 0.55, 320							
XA2	C32/40, 0.50, 340							
XA3	C35/45, 0.45, 360							

Tabella 25 – Copriferri minimi per garantire la durabilità.

Di seguito si riporta la tabella della Circolare esplicativa delle norme tecniche relativa alla determinazione dei copriferri per gli elementi in conglomerato cementizio armato.

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

Tabella 26 – Rapporto tra tipologia delle condizioni ambientali e classi di esposizione.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45

Tabella 27 – Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”: estratto della Tabella C4.1.IV - copriferri minimi in mm.

Elemento strutturale	Classe di esposizione	$c_{min,b}$ [mm]	$c_{min,dur}$ [mm]	$\Delta c_{dur,add}$ [mm]	c_{dur} [mm]	c_{min} [mm]	Δc [mm]	c_{nom} [mm]	$c_{nom,in}$ opera [mm]
Pali di fondazione	XC2	0	25	0	25	25	10	35	40
Armature trasversali trave di correa	XD3	16	45	0	45	45	10	55	55
Armature longitudinali trave di correa	XD3	16	45	0	45	45	10	55	55
Muro di sostegno a margine della bretella	XD3	14	45	0	45	45	10	55	55

Tabella 28 – Determinazione della dimensione dei copriferri onde garantire la necessaria durabilità.

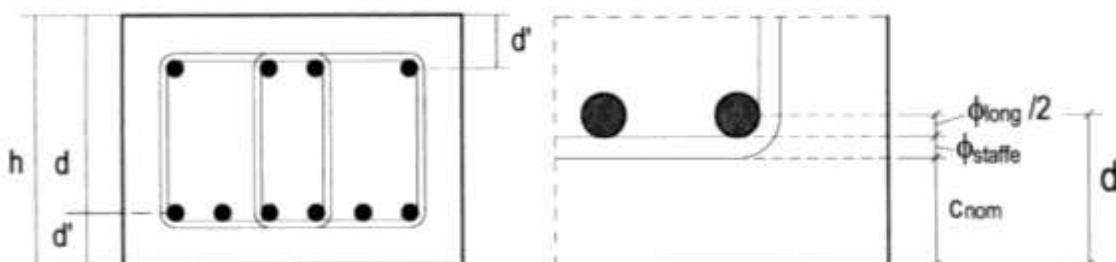


Figura 89 – Schema per il calcolo della distanza d' dell'asse delle barre dalla superficie del getto.

Per garantire il corretto posizionamento delle armature si utilizzeranno idonei distanziatori.

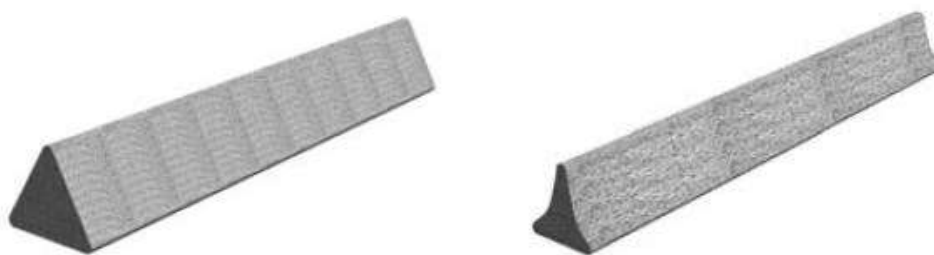


Figura 90 – Distanziatori per armature orizzontali dai getti di pulizia.

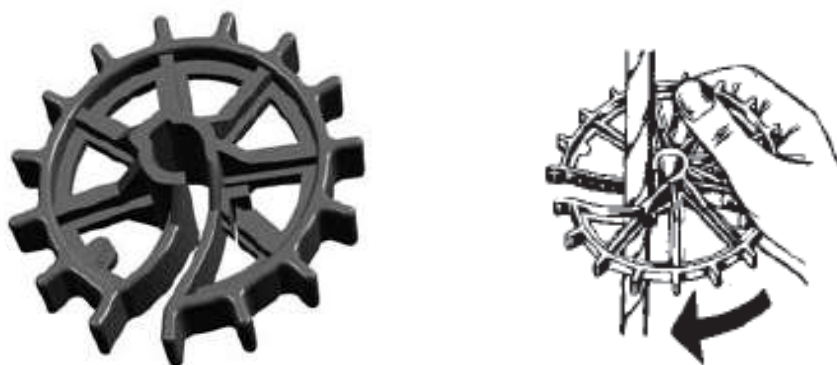


Figura 91 – Distanziatori per barre verticali.

distanziatore ad anello in PVC

	n° articolo	copertura mm	per acciaio Ø mm	contenuto sacco pz.	pz./bancale	peso kg/100 pz.
	KRA15	15	10	1000	60000	0,30
	KRA20	20	10	1000	50000	0,40
	KRA25	25	10	500	30000	0,60
	KRA30	30	10	500	20000	0,90
	KRA35	35	10	200	12000	1,60
	KRA40	40	10	125	10000	1,70
KRA50	50	10	100	5000	2,40	

Tabella 29 – Tabella distanziatori in PVC per armature di pareti (fonte: Max Frank Italy S.r.l. - www.maxfrank.com).



Figura 92 – Distanziatori in fibrocemento per armature orizzontali (fonte: Max Frank Italy S.r.l. - www.maxfrank.com).

	serpente, serpente N + banana N	binario + binario B	triangolare	triangolare concavo	triangolare concavo con gancio	triangolare concavo con filo di ferro	quadrato	rotondo	distanziatori combi
modello tipologia	FAHKS FAHKBN	FAHSS FAHSB	FAHD	FAHK	FAHDH	FAHKZD	FAHV	FAHR	KOMBI KOMBST
disegno									
armatura orizzontale	⊕ ¹⁾	⊕ ¹⁾	⊕ ¹⁾	⊕ ¹⁾	⊖	○	⊕ ¹⁾	⊕ ¹⁾	⊕
armatura verticale	⊖	⊖	⊖	⊖	⊕	⊕ ¹⁾	⊖	⊖	⊖
calcestruzzo facciavista ²⁾	○	⊖	⊖	⊖	○	○	⊖	○	⊕
gruppo tipologia ³⁾	C1	C1	C1	C1	C2	C2	C1	C1	B1/C1

- ⊕ adatto
- parzialmente adatto
- ⊖ non adatto

¹⁾ con limitazione di lunghezza; per posa trasversale alla direzione di tensionamento principale dell'armatura (350 mm cioè $< 2 \times h$ o $< 0,25 \times b$ con h = spessore elemento costruttivo e b = larghezza elemento costruttivo)

senza limitazioni di lunghezza:

- distanziatori in fibrocemento nella zona di compressione
- per posa lungo la direzione principale di tensionamento dell'armatura
- in zone a trazione, se la creazione di fessure ha un ruolo non importante e se gli elementi costruttivi hanno richieste di presentazione standard - vedi foglio DBV "distanziatori" 01/2011

²⁾ idoneità dei distanziatori per calcestruzzo facciavista o calcestruzzo autocompattante (SCC) da verificare su superfici di prova.

³⁾ gruppo tipologia secondo foglio DBV "distanziatori"

B1 = forma puntata, non fissato

B2 = forma puntata, fissato

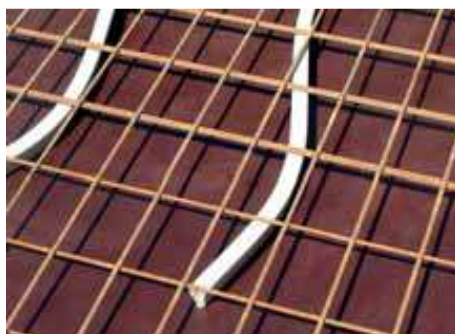
C1 = forma lineare, non fissato

C2 = forma lineare, fissato

Tabella 30 – Tabella con indicazione delle diverse tipologie di distanziatori in funzione degli impieghi possibili (fonte: Max Frank Italy S.r.l. - www.maxfrank.com).

Distanziatori tipo "serpente" a grande superficie - lunghezza ca. 100 cm / 80 cm

in fibrocemento per armatura orizzontale a rete elettrosaldata e singola



n° articolo	copertura mm	lunghezza cm	peso kg/pz.	pz./bancale	peso kg/bancale
FAHKS20100	20	100	0,54	1250	695
FAHKS25100	25	100	0,70	1000	720
FAHKS30100	30	100	0,81	1000	830
FAHKS35100	35	100	1,03	750	792
FAHKS40100	40	100	1,27	600	782
FAHKS45100	45	100	1,41	500	725
FAHKS50100	50	100	1,74	500	890
FAHKS55100	55	100	1,92	400	788
FAHKS60100	60	100	2,20	350	790
FAHKS20080	20	80	0,43	1250	558
FAHKS25080	25	80	0,56	1500	720
FAHKS30080	30	80	0,64	1250	820
FAHKS35080	35	80	0,83	1000	852
FAHKS40080	40	80	1,02	750	785
FAHKS45080	45	80	1,13	600	698
FAHKS50080	50	80	1,39	600	854

Tabella 31 – Tabella distanziatori tipo "serpente" (fonte: Max Frank Italy S.r.l. - www.maxfrank.com).

Distanziatori tipo "serpente N" a grande superficie - lunghezza ca. 100 cm / 80 cm

in fibrocemento con base dentata per armatura a rete elettrosaldata orizzontale



n° articolo	copertura mm	lunghezza cm	peso kg/pz.	pz./bancale	peso kg/bancale
FAHKSN20100	20	100	0,57	1250	732
FAHKSN25100	25	100	0,71	1000	734
FAHKSN30100	30	100	0,79	1000	810
FAHKSN35100	35	100	1,07	750	823
FAHKSN40100	40	100	1,26	600	776
FAHKSN45100	45	100	1,43	500	735
FAHKSN50100	50	100	1,71	500	875
FAHKSN55100	55	100	1,93	400	792
FAHKSN60100	60	100	2,07	350	745
FAHKSN20080	20	80	0,46	1250	595
FAHKSN25080	25	80	0,54	1250	695
FAHKSN30080	30	80	0,63	1250	808
FAHKSN35080	35	80	0,86	1000	880
FAHKSN40080	40	80	1,01	750	778
FAHKSN45080	45	80	1,14	600	704
FAHKSN50080	50	80	1,36	600	836

Tabella 32 – Tabella distanziatori tipo "serpente N" (fonte: Max Frank Italy S.r.l. - www.maxfrank.com).

Distanziatori tipo "banana N" a grande superficie - lunghezza ca. 33 cm / 25 cm

in fibrocemento con base dentata per armatura a rete elettrosaldata orizzontale



n° articolo	copertura mm	lunghezza cm	peso kg/pz.	pz./bancale	peso kg/bancale
FAHKBN2033	20	33	0,22	4050	915
FAHKBN2533	25	33	0,27	3375	945
FAHKBN3033	30	33	0,32	2700	895
FAHKBN3533	35	33	0,41	2160	910
FAHKBN4033	40	33	0,49	1890	950
FAHKBN4533	45	33	0,53	1350	740
FAHKBN5033	50	33	0,57	1080	640
FAHKBN2025	20	25	0,17	5400	938
FAHKBN2525	25	25	0,20	4050	838
FAHKBN3025	30	25	0,25	3510	880
FAHKBN3525	35	25	0,31	2970	950
FAHKBN4025	40	25	0,37	2700	1000
FAHKBN4525	45	25	0,41	2430	1004
FAHKBN5025	50	25	0,44	2160	979

Tabella 33 – Tabella distanziatori tipo "banana N" (fonte: Max Frank Italy S.r.l. - www.maxfrank.com).



Distanziatori tipo "binario" a grande superficie - lunghezza ca. 100 cm

in fibrocemento per armatura orizzontale a rete elettrosaldata e singola

n° articolo	copertura mm	peso kg/pz.	pz./bancale	peso kg/bancale
FAHSS30100	30	0,84	1000	860
FAHSS35100	35	1,09	750	835
FAHSS40100	40	1,15	600	710
FAHSS45100	45	1,45	500	745
FAHSS50100	50	1,70	500	870
FAHSS55100	55	2,10	400	860
FAHSS60100	60	2,43	350	870

Tabella 34 – Tabella distanziatori tipo "binario" (fonte: Max Frank Italy S.r.l. - www.maxfrank.com).

U-Korb®

distanziatore a rete elettrosaldata per distanziare i ferri d'armatura nelle pavimentazioni / solette / muri

n° articolo	altezza mm	descrizione	pz./bancale	peso kg/bancale	prezzo €/pz.
UKS02	20	2/200	3000	1228	1,28
UKS03	30	3/200	2800	1188	1,31
UKS04	40	4/200	2600	1143	1,36
UKS05	50	5/200	2200	1003	1,39
UKS06	60	6/200	2000	944	1,44
UKS07	70	7/200	1600	783	1,59
UKS08	80	8/200	1600	807	1,62
UKS09	90	9/200	1400	730	1,65
UKS10	100	10/200	1200	646	1,69
UKS11	110	11/200	1200	664	1,73
UKS12	120	12/200	1000	571	1,86
UKS13	130	13/200	1000	649	1,91
UKS14	140	14/200	800	535	1,97
UKS15	150	15/200	800	547	2,05
UKS16	160	16/200	800	559	2,51
UKS18	180	18/200	600	510	2,57
UKS20	200	20/200	600	532	3,06
UKS22	220	22/200	600	606	3,78
UKS24	240	24/200	400	426	3,83
UKS26	260	26/200	400	458	3,96
UKS28	280	28/200	400	473	4,06
UKS30	300	30/200	400	488	4,19
UKS32	320	32/200	200	296	4,57
UKS34	340	34/200	200	303	4,69
UKS36	360	36/200	200	311	4,82
UKS38	380	38/200	200	318	4,96

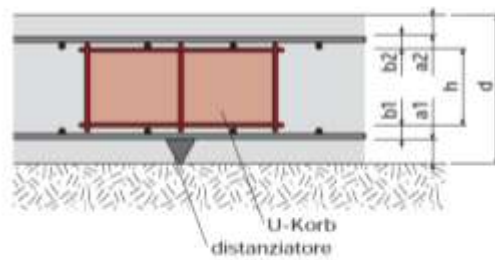
Imballaggio: confezioni a 25 pz su bancali; DBV-h-B-L, certificato secondo il foglio DBV "sostegni"

Calcolo fabbisogno:

Con esigenze d'appalto normali, risulta il seguente fabbisogno di U-Korb®:

diametro dei ferri portanti	distanza di posa	fabbisogno ca. pezzi/mq
$\varnothing \leq 6,5$ mm	500 mm	1,0
$\varnothing > 6,5$ mm	700 mm	0,7

Schema di posa "soletta" + "pavimentazione" larghezza di sostegno 20 cm



Calcolo della misura necessaria dell'U-Korb:

$$h = d - a_1 - a_2 - b_1 - b_2$$

Tabella 35 – Tabella elementi distanziatori intermedi reticoli di armatura solette (fonte: Max Frank Italy S.r.l. - www.maxfrank.com).



Figura 93 – *Distanziatori di reticoli di armature solette piene tipo U-Korb (fonte: Max Frank Italy S.r.l. - www.maxfrank.com).*

e.2.3. Messa a terra di armature metalliche

In generale, si provvederà alla messa a terra di elementi metallici di armatura, in maniera tale da dissipare eventuali correnti vaganti ed impedire il degrado che potrebbe essere generato dalle medesime.



Figura 94 – Esempi di dispositivi di messa a terra delle armature di acciaio di elementi in c.a..



- 1) Sezione trasversale del conduttore di terra minimo 75 mm² in acciaio. Sono adatti profili bandelle o tondi acciaio nudo o zincato o cavo d'acciaio. Il conduttore di terra deve essere collegato all'anello e posato lungo il bordo esterno della piastra di fondazione.
- 2) Il conduttore di terra deve essere racchiuso da almeno 50 mm di calcestruzzo strutturale. Questa copertura protegge il conduttore di terra dalla corrosione.
- 3) I giunti dei conduttori di terra devono garantire il passaggio della corrente da fulmine e di cortocircuito. Devono essere perfetti e a norma dal punto di vista tecnico ed elettrico. Inoltre il conduttore di terra deve essere collegato elettricamente all'armatura ogni 5 m.



- 4) Rischio di scambio con conduttori di terra in acciaio per cemento armato. Assicurarsi di marcarli prima di gettare conglomerato cementizio.
- 5) L'acciaio nudo e zincato non deve essere condotto fuori dal calcestruzzo. Il conduttore viene distrutto dalla corrosione.
- 6) I punti di contatto devono essere prodotti in materiale anticorrosivo (acciaio inossidabile/Inox A4 o rame). Il cambio di materiale nel calcestruzzo non è problematico. Dopo il disarmo è visibile solo la piastra di contatto in acciaio inossidabile A4. Diametro 50 mm, con filettatura M10.

Figura 95 – Immagini e indicazioni tratte dal “Manuale - Esempi progettuali per l'installazione in conformità alle norme vigenti”, Edizione 2017, Arthur Flury AG, Deitingen / Switzerland.

e.3. Classi di consistenza conglomerati cementizi

Al fine di favorire la corretta posa in opera dei conglomerati cementizi indicati per la realizzazione delle opere in progetto, si prescrive la seguente classe di consistenza:

- **S4 - consistenza fluida: abbassamento (slump) da 160 a 210 mm**

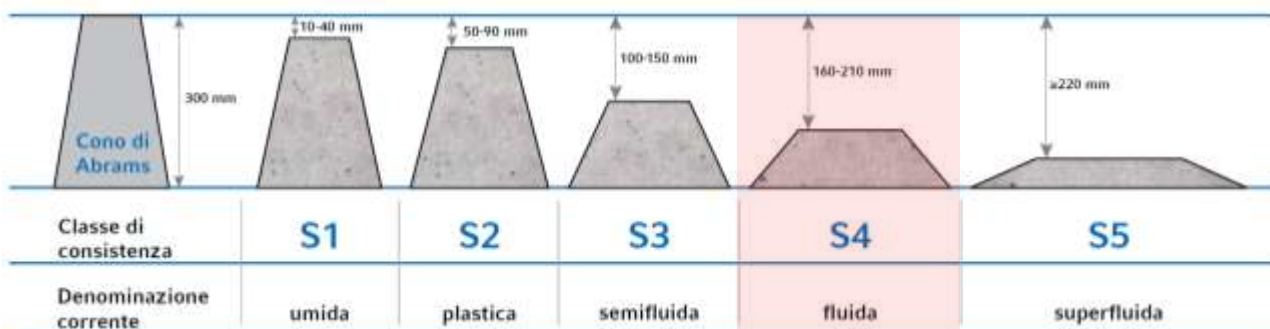


Figura 96 – Classi di consistenza del calcestruzzo ordinario.

PUNTO f) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

La progettazione e verifica delle strutture sono state eseguite secondo i principi della Scienza delle Costruzioni, facendo principale riferimento a quanto principalmente prescritto dalle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e dalla Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

In considerazione della tipologia di opere in progetto, sono state condotte diverse analisi, eseguendo sia calcoli con l'ausilio dell'elaboratore elettronico, sia di tipo manuale, attuati, questi ultimi, secondo schematizzazioni elementari, allo scopo di validare i risultati delle analisi automatiche e giungere all'individuazione di elementi strutturali dotati di caratteristiche idonee alle destinazioni d'uso previste, in grado di garantire prestazioni, se possibile, superiori a quelle minime stabilite dalle norme, istruzioni e specifiche citate in precedenza.

f.1. Classe di duttilità - CD

Tenuto conto delle caratteristiche delle opere in progetto, lo Scrivente ha provveduto a progettare una struttura non dissipativa adottando un fattore di comportamento $q = 1$.

f.2. Regolarità in pianta ed in alzato

Per l'opera in progetto, che fungerà da presidio di Via Marignano e dell'adiacente bretella di raccordo precedentemente descritta in maniera tale da inibire locali movimenti di versante assicurando la stabilità delle infrastrutture stradali, tenuto anche conto del fatto che trattasi di elementi quasi completamente inseriti entro terra (ad esclusione del muro di sostegno a margine della bretella), non rileva l'individuazione degli aspetti che ineriscono la regolarità/irregolarità della struttura.

f.3. Tipologia strutturale

La struttura in progetto sarà composta da pali trivellati del diametro di 80 cm e di lunghezza pari a 16 e 17 metri, disposti a quinconce e collegati in testa da una trave di correa in conglomerato cementizio armato di sezione 200 cm x 100 cm. A margine della bretella di raccordo di nuova formazione si prevede la realizzazione di un muro di sostegno in c.a. dello spessore di 40 cm, solidalmente connesso all'estradosso della trave di correa, funzionale al sostentamento del rilevato stradale che si andrà a creare per il superamento dei dislivelli presenti. Tale struttura, come descritto in precedenza, assumerà la funzione di contenere il deficit di spinta in corrispondenza delle superfici di scivolamento rilevate in sito, assicurando la stabilità di Via Marignano e della nuova bretella di raccordo della Strada Vicinale del Tario alla medesima.

f.4. Fattore di comportamento – q

La **struttura** di sostegno in parola è stata concepita come **non dissipativa** e quindi i dimensionamenti in condizioni sismiche sono stati attuati facendo riferimento ad un fattore di comportamento unitario ($q = 1$).

f.5. Stati limite indagati

Gli stati limite previsti dalle norme tecniche per le costruzioni per le opere strutturali sono i seguenti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi** (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio** (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di **azioni eccezionali**: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per quel che concerne le verifiche in condizioni sismiche si ha invece:

Stati limite di esercizio:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la struttura nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stati limite ultimi:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

In riferimento a quanto esposto nel paragrafo 7.1 del D.M. 17.01.2018 (*"Requisiti nei confronti degli stati limite"*), sotto l'effetto delle azioni sismiche deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio. In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD; nel presente caso le strutture saranno quasi totalmente inserite entro terra e non interagiranno con elementi non strutturali e, quindi, le verifiche nei riguardi di questo stato limite non assumono rilevanza;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate dal suddetto decreto e siano soddisfatte le verifiche relative allo SLV.

f.6. Modellazione delle azioni

Le azioni sulle strutture sono state modellate secondo le seguenti modalità:

- Le spinte del terreno sull'opera di contenimento sono state valutate sia manualmente sia attraverso il software SSAP 2010 release 5.2.2 (2023).

- Nelle modellazioni svolte sia per via manuale sia con l'ausilio dell'elaboratore elettronico i carichi mobili stradali concentrati sono stati tramutati, a seconda dei casi, in carichi distribuiti per unità di lunghezza e di superficie.

f.7. Giunti di separazione fra strutture contigue

La struttura di contenimento in parola sarà autonoma e non interagirà con altre unità strutturali.

f.8. Criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti

L'opera in progetto non sarà destinata al sostentamento di elementi impiantistici ma unicamente al presidio della stabilità di Via Marignano e di parte della nuova bretella di raccordo e, pertanto, si è avuta cura di individuare un sistema in grado di garantire l'efficienza delle opere stradali evitando cedimenti della sede viabile.

f.9. Requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni

Il sistema strutturale in progetto è essenzialmente di tipo geotecnico in quanto destinato ad assicurare la stabilità di Via Marignano ed è stato concepito per resistere alle spinte generate dal pendio alla sommità del quale si snoda la medesima.

Il ricorso ad una configurazione a quinconce dei pali ed il loro collegamento attraverso una robusta trave di correa consentiranno di contenere il cimento flessionale lungo il fusto dei pali stessi.

La compagine progettata si ritiene, dunque, in ragione delle valutazioni svolte ed in parte di seguito esposte, adeguata a garantire le prestazioni che sarà chiamata ad esplicare.

f.10. Vincolamenti interni e/o esterni

L'analisi del sistema strutturale in progetto è stata condotta considerando il vincolamento garantito dai pali di fondazione modellati, almeno in parte, relativamente alla porzione inserita entro il substrato formazionale pliocenico, come elementi entro un suolo elastico alla Winkler.

In ogni caso, le analisi condotte con l'ausilio dell'elaboratore elettronico sono sempre state contraddistinte da un sistema di vincoli tali da garantire l'assenza di labilità evitando la formazione di elementi nulli lungo la diagonale principale della matrice delle rigidezze.

f.11. Schemi statici adottati

Come affermato in precedenza, la disposizione a quinconce dei pali ed il loro collegamento sommitale attraverso una robusta trave di correa favoriranno un comportamento "a telaio" in grado

di ottimizzare il regime di sollecitazione e, conseguentemente, lo sfruttamento dei materiali costituenti le membrature.

Gli schemi statici considerati sono, dunque, elementari e, nello specifico:

- Schema a mensola incastrata per il muro di sostegno a margine della bretella di raccordo della Strada Vicinale del Tario a Via Marignano.
- Schema di travi in parte su suolo elastico alla Winkler vincolate in testa per i pali che andranno a formare la paratia filtrante.

PUNTO g) INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Nell'ambito delle analisi sviluppate, di base, sono state tenute in considerazione le seguenti combinazioni e i seguenti coefficienti di fattorizzazione dei carichi.

- Combinazione Fondamentale per il calcolo agli 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) per le verifiche delle tensioni di esercizio nel c.a.

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

- Combinazione Frequente per le verifiche allo Stato Limite di 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 per le verifiche allo Stato Limite di Fessurazione e delle Tensioni di Esercizio nel c.a. e di deformabilità a tempo infinito (effetti a lungo termine)

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

- Combinazione Sismica per SLU e SLE

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

Il calcolo dei pesi sismici si effettua con la seguente

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Carichi sulla superficie carrabile						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
		Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 36 – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico.

g.1. Coefficienti parziali per le azioni

		Coefficiente	EQU ¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{c1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ³⁾	1,00 ⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{c2} , γ_{c3} , γ_{c4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 37 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

g.2. Coefficienti di combinazione

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 38 – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

g.3. Condizioni di carico

Per il calcolo delle strutture in progetto sono state considerate le seguenti Condizioni di Carico Elementari:

- Pesi strutturali;
- Permanenti portati;
- Variabili da traffico.

g.4. Combinazioni di carico

Tenuto conto della tipologia di analisi da svolgere, delle caratteristiche e della collocazione delle opere in progetto, si è fatto principale riferimento alle combinazioni di carico fondamentali (Stato Limite Ultimo).

g.5. Coefficienti parziali relativi ai materiali impiegati

Di seguito si riporta la tabella con i coefficienti parziali di interesse per il progetto delle opere che si intende realizzare in relazione ai materiali che si prevede di impiegare nelle verifiche eseguite nell'ambito delle relazioni di calcolo.

Materiale	γ_m
CALCESTRUZZO	1,50
ACCIAIO DA C.A.	1,15

Tabella 39 – Coefficienti parziali da applicare alle proprietà meccaniche dei materiali che si prevede di impiegare nell'ambito della costruzione delle opere strutturali in argomento.

PUNTO h) INDICAZIONE MOTIVATA DEL METODO DI ANALISI SEGUITO

In ragione della tipologia di opere in progetto, in primo luogo sono state eseguite analisi manuali funzionali al predimensionamento delle membrature (pali, trave di correa, muro di sostegno), considerando forze applicate staticamente. Per completezza, per quel che concerne lo studio della risposta della struttura in condizioni sismiche, sono state svolte anche analisi statiche equivalenti e valutazioni attraverso modelli agli elementi finiti.

I metodi di analisi impiegati paiono adeguati in ragione delle caratteristiche della struttura nel suo complesso e dei singoli elementi che la compongono che, come accennato in precedenza, sono assimilabili a strutture elementari contraddistinte da schemi statici semplici.

PUNTO i) CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI, IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA

Per quel che concerne le verifiche in condizioni sismiche, la normativa prevede di indagare i seguenti stati limite:

Stati limite di esercizio:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stati limite ultimi:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni

dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Nel presente caso, tenuto conto delle caratteristiche e delle condizioni d'uso dell'opera di sostegno in progetto, sono stati considerati lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita Umana (SLV).

Per quel che concerne gli Stati Limite di Esercizio (SLE – SLO), il sistema è tale da non temere interazioni fra elementi strutturali e non strutturali.

i.1. Stati limite ultimi

In merito alle verifiche allo SLU in condizioni sismiche, il rispetto degli stati limite si considera conseguito qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel D.M. 17.01.2018 e siano soddisfatte le verifiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Il progetto dell'opera in argomento è stato sviluppato nel rispetto delle prescrizioni normative e avendo cura di dotare la struttura di risorse elasto-plastiche tali da garantirne la sopravvivenza per sismi di medio-alta intensità in riferimento alla pericolosità della zona in cui le opere stesse saranno ubicate.

I calcoli di progetto e verifica delle strutture sono stati eseguiti attraverso analisi statiche e pseudo-statiche, considerando gli elementi strutturali non dissipativi in maniera tale da poter contrastare le sollecitazioni indotte da terremoti di medio-alta intensità facendo affidamento principalmente sulle risorse esplicabili in campo elastico. È pur vero che trattasi di membrature che, come detto in precedenza, sono contraddistinte da schemi statici piuttosto elementari e, quindi, prive di benefici plastici di struttura ma, ad ogni modo, l'aver condotto analisi adottando un fattore di comportamento unitario ($q = 1$) consente di poter fare affidamento su una, seppur minima, duttilità di sezione dei pali.

Si tenga comunque conto del fatto che nel presente caso l'opera dovrà principalmente garantire l'equilibrio locale del pendio compensando il deficit di spinta lungo le superfici di scivolamento individuate e, quindi, il cimento sismico, pur producendo un aggravio del regime di sollecitazione, assume minore importanza rispetto alle pressioni generate dalle masse di terreno potenzialmente instabili e interessate dai cinematismi rilevati in sito.

i.2. Stati limite di esercizio

In merito alle verifiche allo SLE in condizioni sismiche, il rispetto degli stati limite si considera conseguito qualora siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno (SLD).

Si consideri, tuttavia, che nel presente caso il presidio in progetto è funzionale al sostentamento della porzione di pendio interessata da Via Marignano e non si prevedono significative interazioni con elementi non strutturali se non in corrispondenza del breve tratto della bretella di raccordo sostenuta in parte dal muro in testa alla paratia.

PUNTO j) RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE PIÙ SIGNIFICATIVE

In questa sede si espongono alcune rappresentazioni grafiche utili ad illustrare i principali esiti delle analisi numeriche svolte con l'ausilio dell'elaboratore elettronico.

j.1. Modelli di calcolo

Nell'ambito del presente paragrafo si riportano alcune immagini che illustrano le modellazioni elaborate ai fini della progettazione delle paratie funzionali alla stabilizzazione di Via Marignano e della nuova bretella di raccordo della strada vicinale che sulla medesima si innesta.

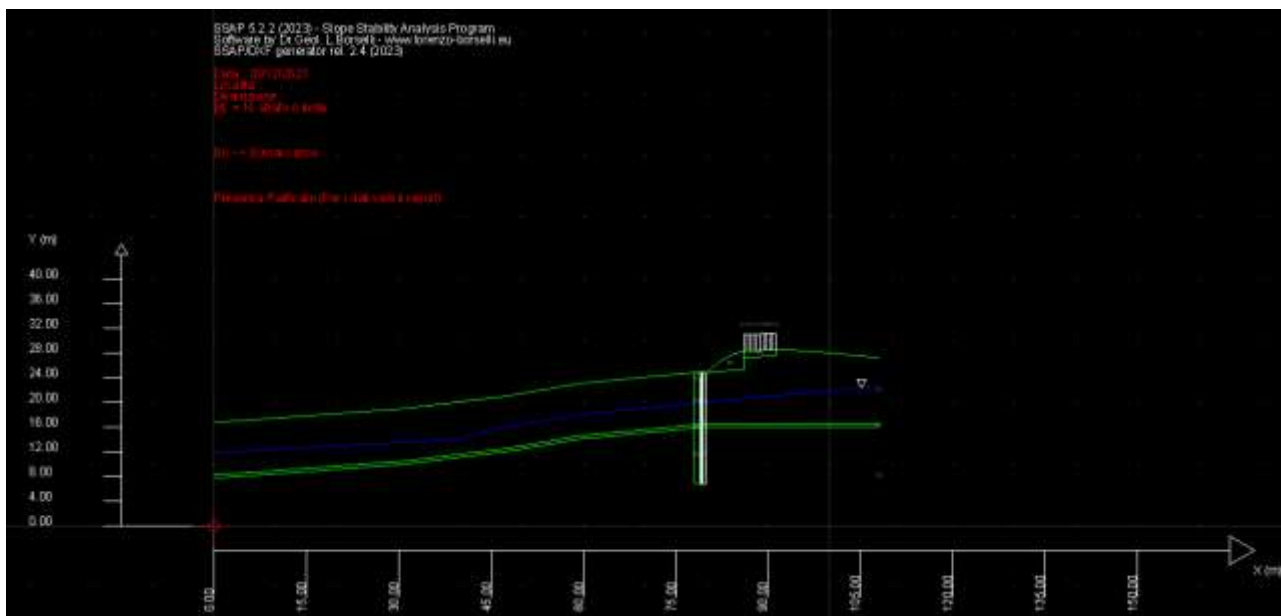


Figura 97 – Modello del pendio presidiato dalla palificata in progetto elaborato con l'ausilio del software SSAP2010 vers. 5.2.2. (2023). Sezione caratterizzata dal massimo dislivello fra la sede stradale e il sottostante piede della scarpata lato nord.

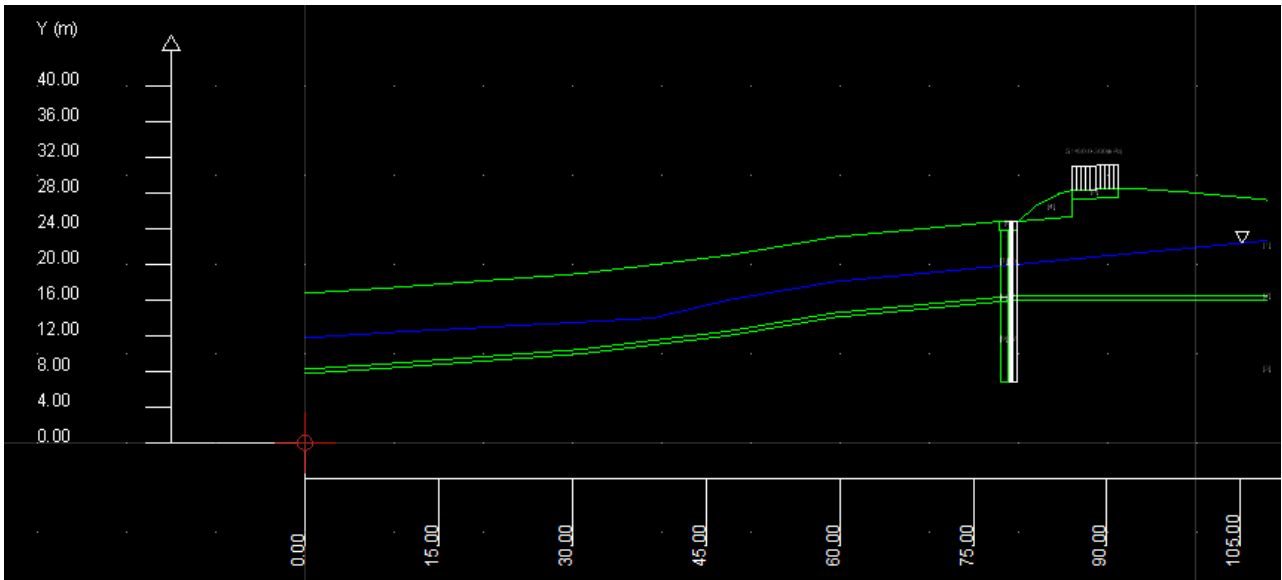


Figura 98 – Dettaglio del modello del pendio presidiato dalla palificata in progetto elaborato con l'ausilio del software SSAP2010 vers. 5.2.2. (2023). Sezione caratterizzata dal massimo dislivello fra la sede stradale e il sottostante piede della scarpata lato nord.

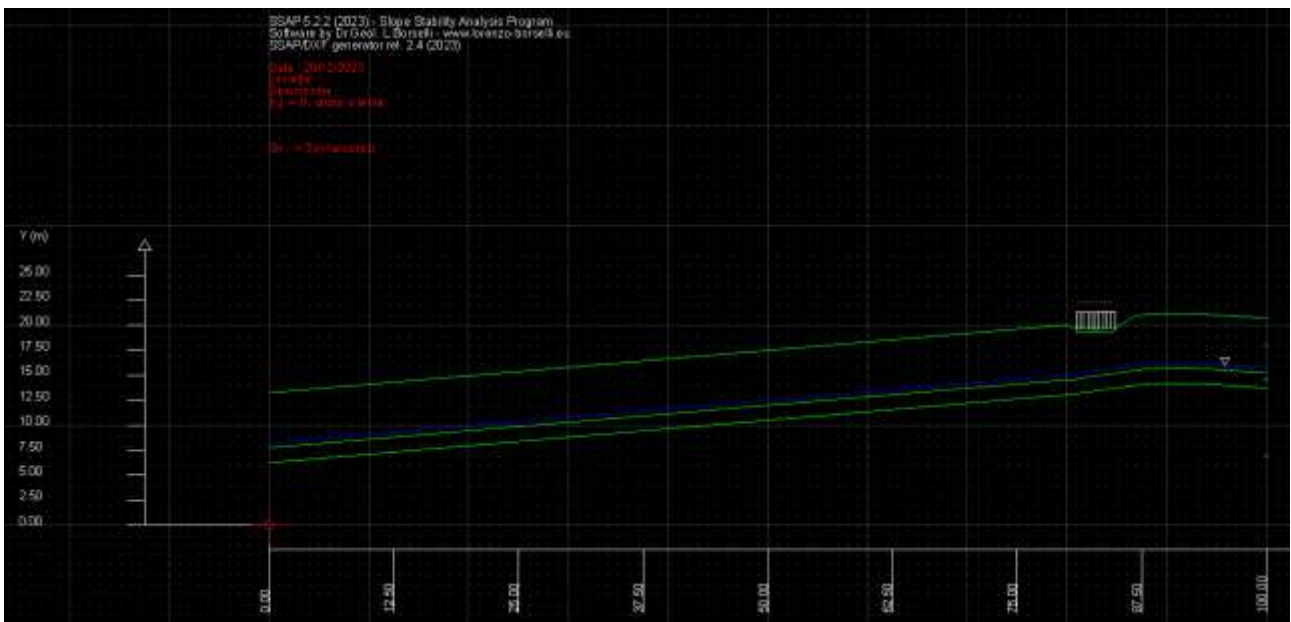


Figura 99 – Modello del pendio elaborato con l'ausilio del software SSAP2010 vers. 5.2.2. (2023) relativo allo stato di fatto della zona ove si prevede la realizzazione della nuova bretella di raccordo.

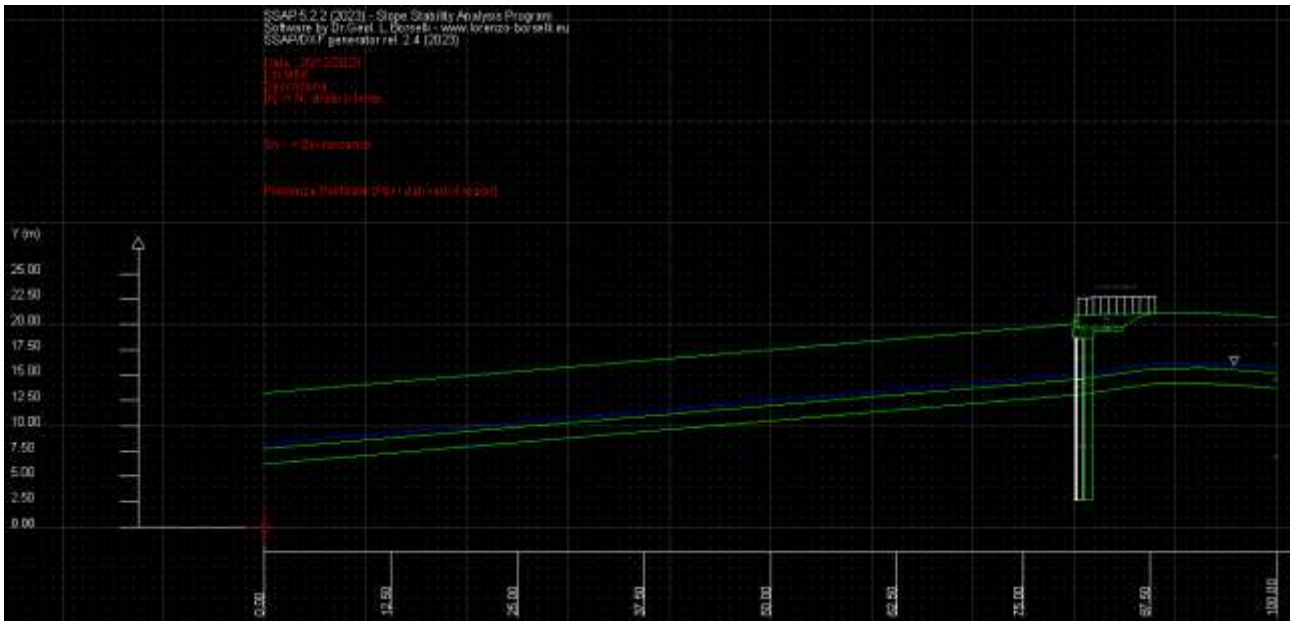


Figura 100 – Modello del pendio presidiato dalla palificata in progetto elaborato con l'ausilio del software SSAP2010 vers. 5.2.2. (2023). Sezione relativa alla zona della bretella di raccordo.

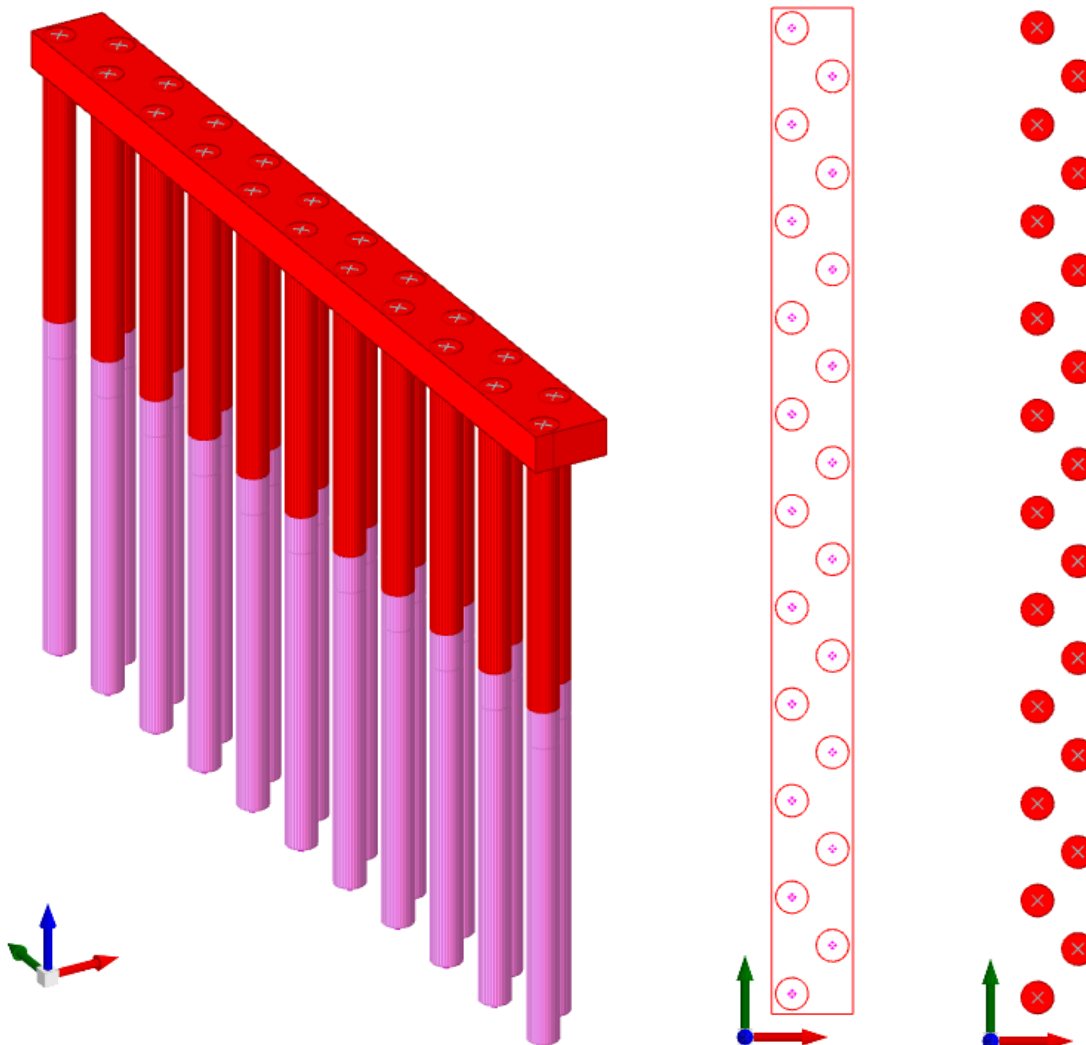


Figura 101 – Modello di una porzione di paratia relativamente al tratto collocato al piede della scarpata a nord di Via Marignano.

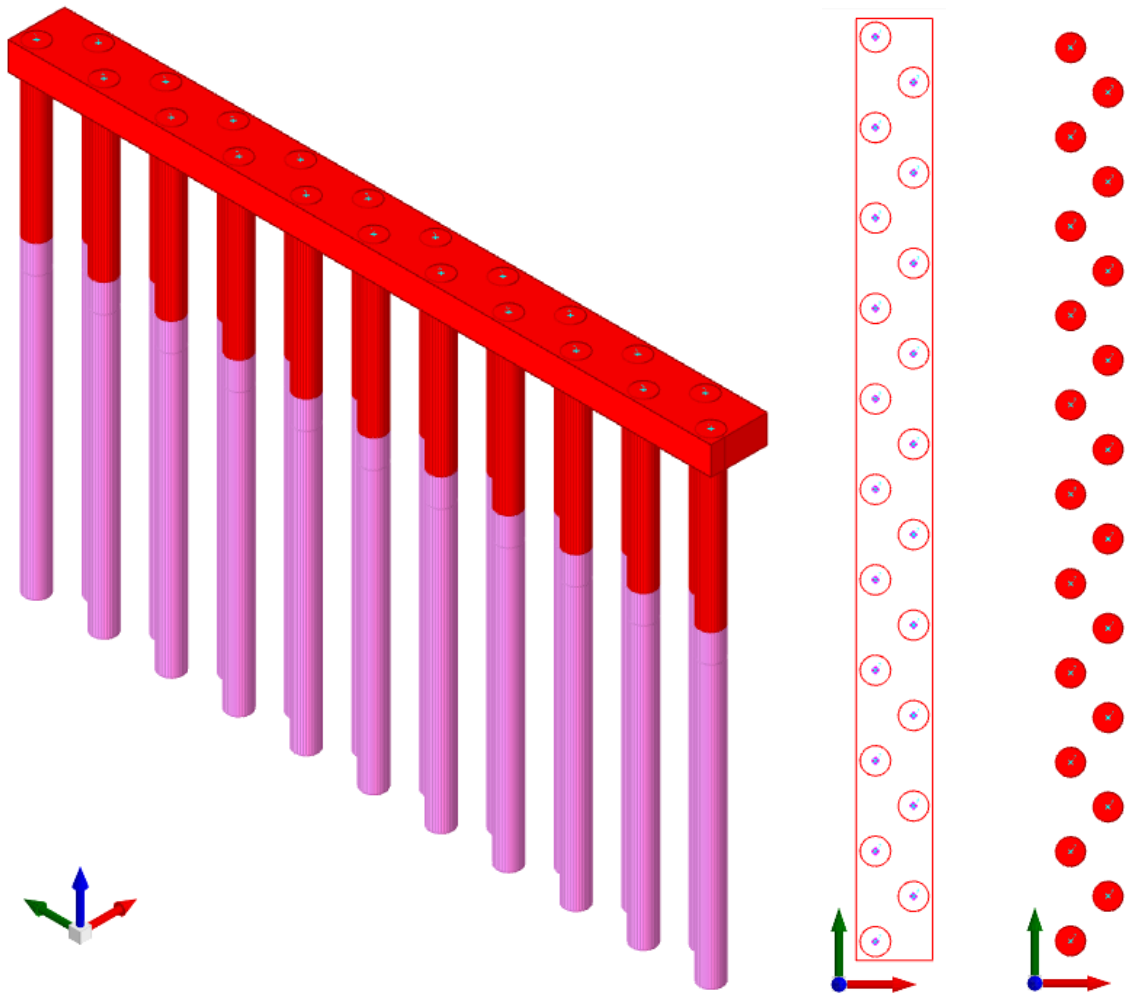


Figura 102 – *Modello di una porzione di paratia relativamente al tratto della nuova bretella di raccordo della strada vicinale con Via Marignano.*

j.2. Sollecitazioni

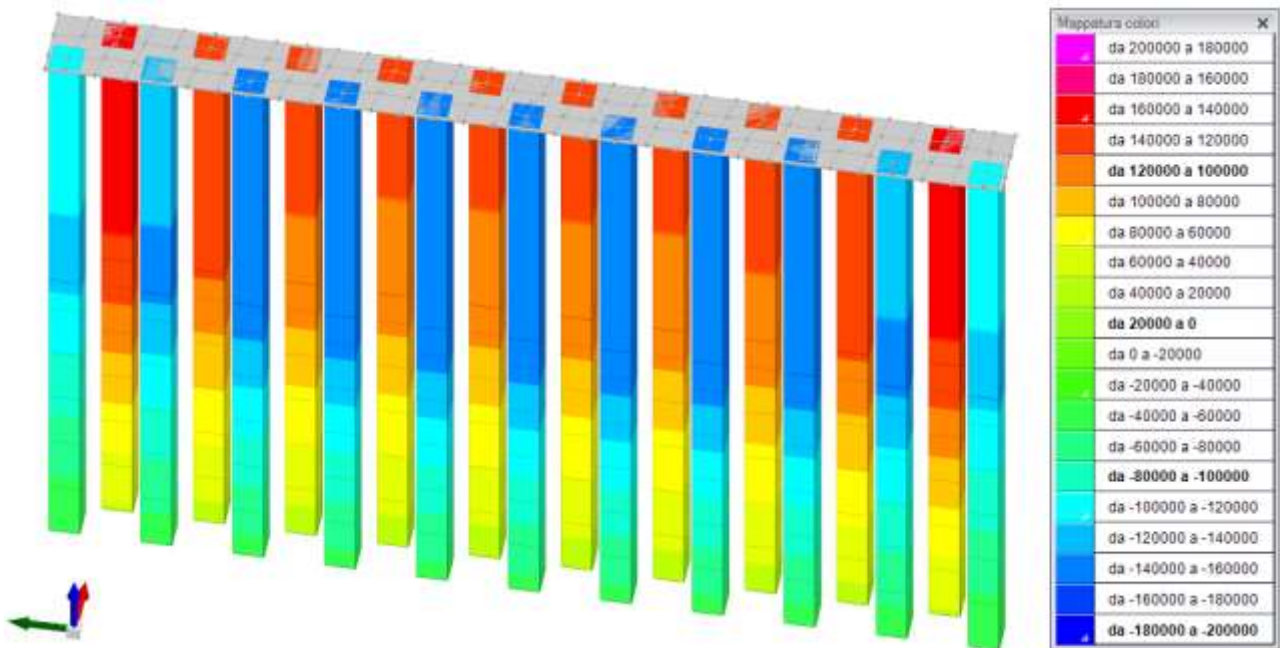


Figura 103 – Rappresentazione con bande di colore degli sforzi assiali minimi relativi al tratto della paratia collocato al piede della scarpata a nord di Via Marignano [daN].

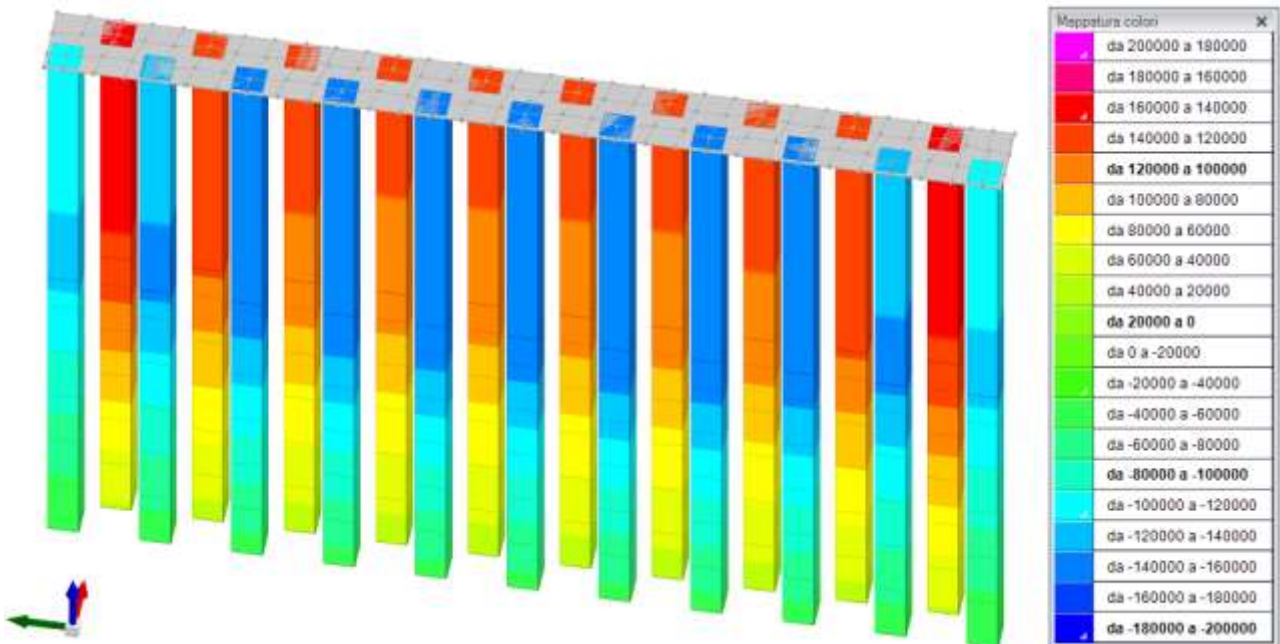


Figura 104 – Rappresentazione con bande di colore degli sforzi assiali massimi relativi al tratto della paratia collocato al piede della scarpata a nord di Via Marignano [daN].

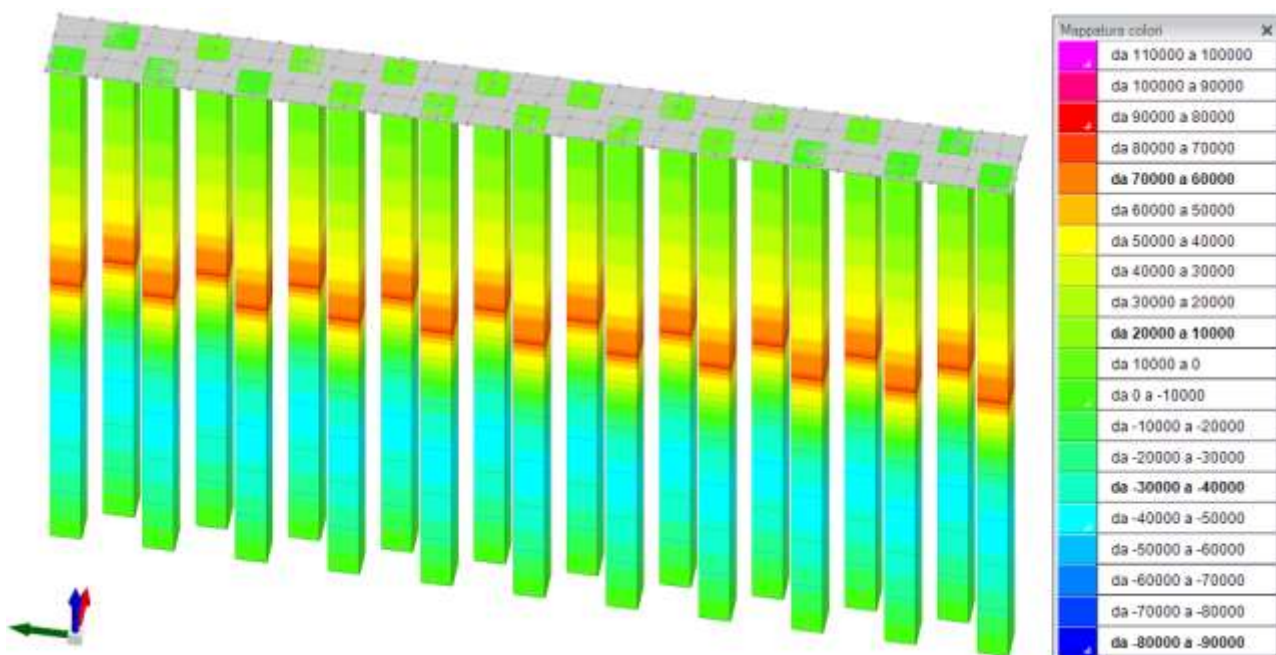


Figura 105 – Rappresentazione con bande di colore degli sforzi di taglio minimi relativi al tratto della paratia collocato al piede della scarpata a nord di Via Marignano [daN].

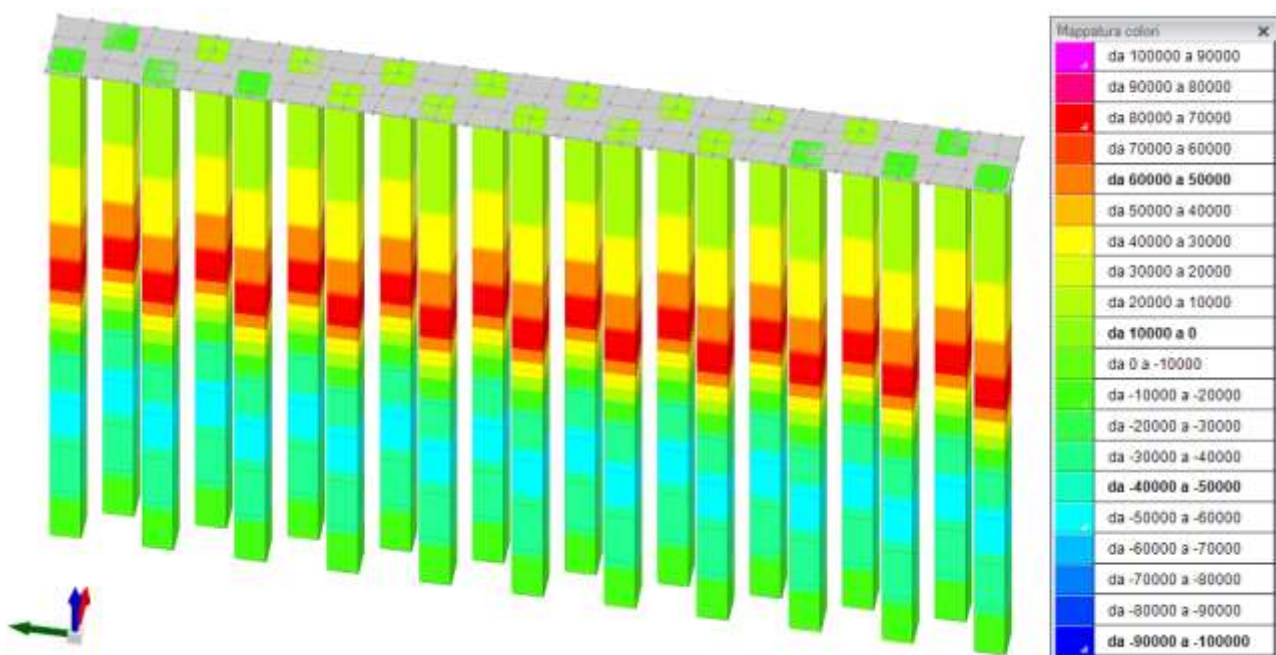


Figura 106 – Rappresentazione con bande di colore degli sforzi di taglio massimi relativi al tratto della paratia collocato al piede della scarpata a nord di Via Marignano [daN].

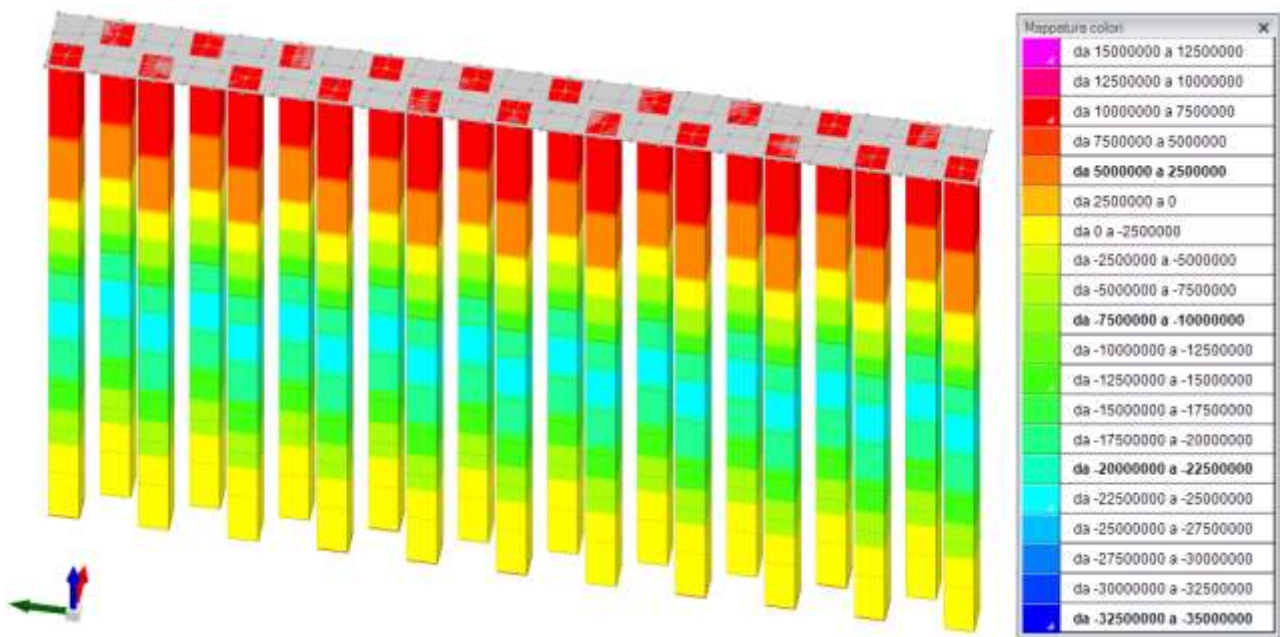


Figura 107 – Rappresentazione con bande di colore delle sollecitazioni flessionali minime relativamente al tratto della paratia collocato al piede della scarpata a nord di Via Marignano [daNcm].

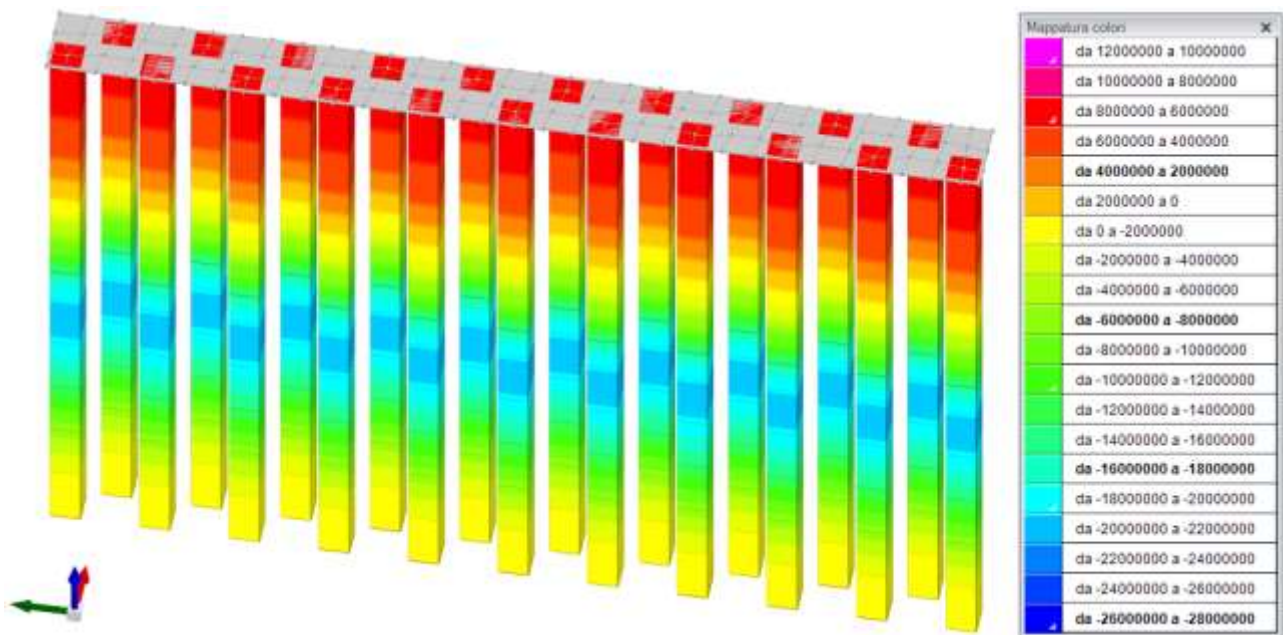


Figura 108 – Rappresentazione con bande di colore delle sollecitazioni flessionali minime relativamente al tratto della paratia collocato al piede della scarpata a nord di Via Marignano [daNcm].

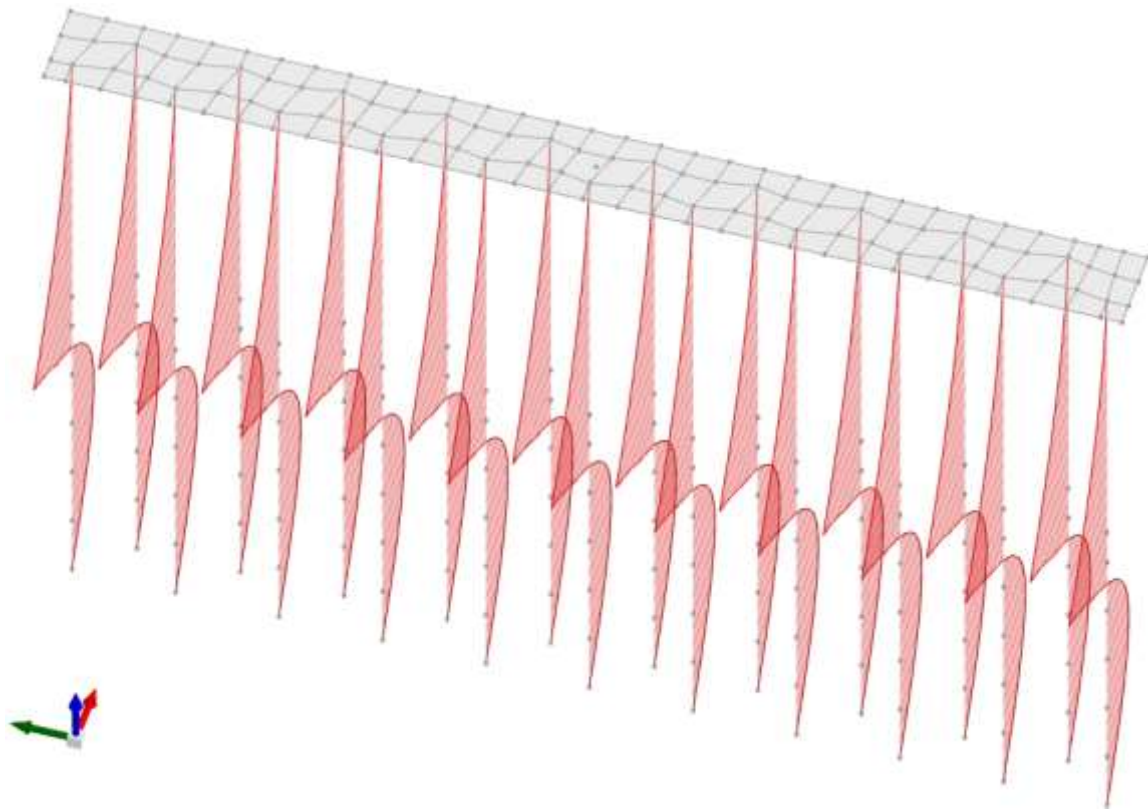


Figura 109 – *Diagrammi del taglio nei pali della porzione di paratia al piede della scarpata a nord di Via Marignano.*

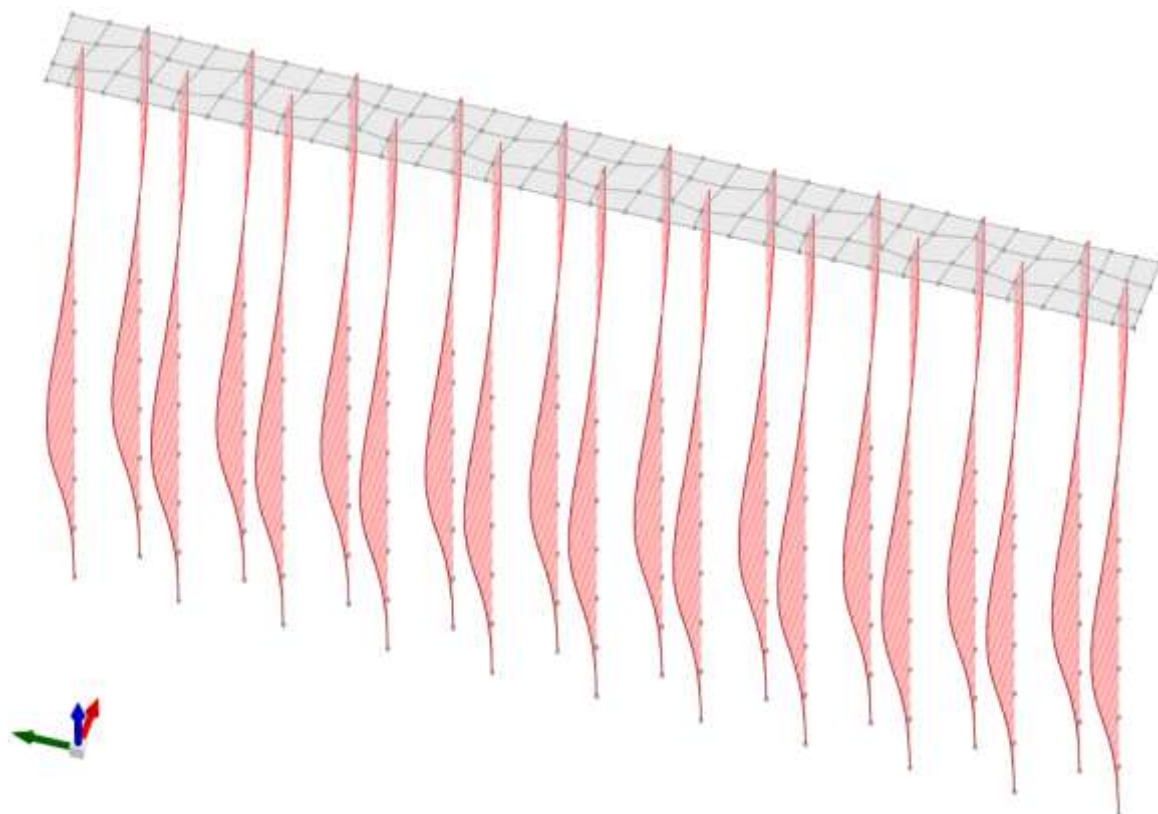


Figura 110 – *Diagrammi delle sollecitazioni flessionali nei pali della porzione di paratia al piede della scarpata a nord di Via Marignano.*

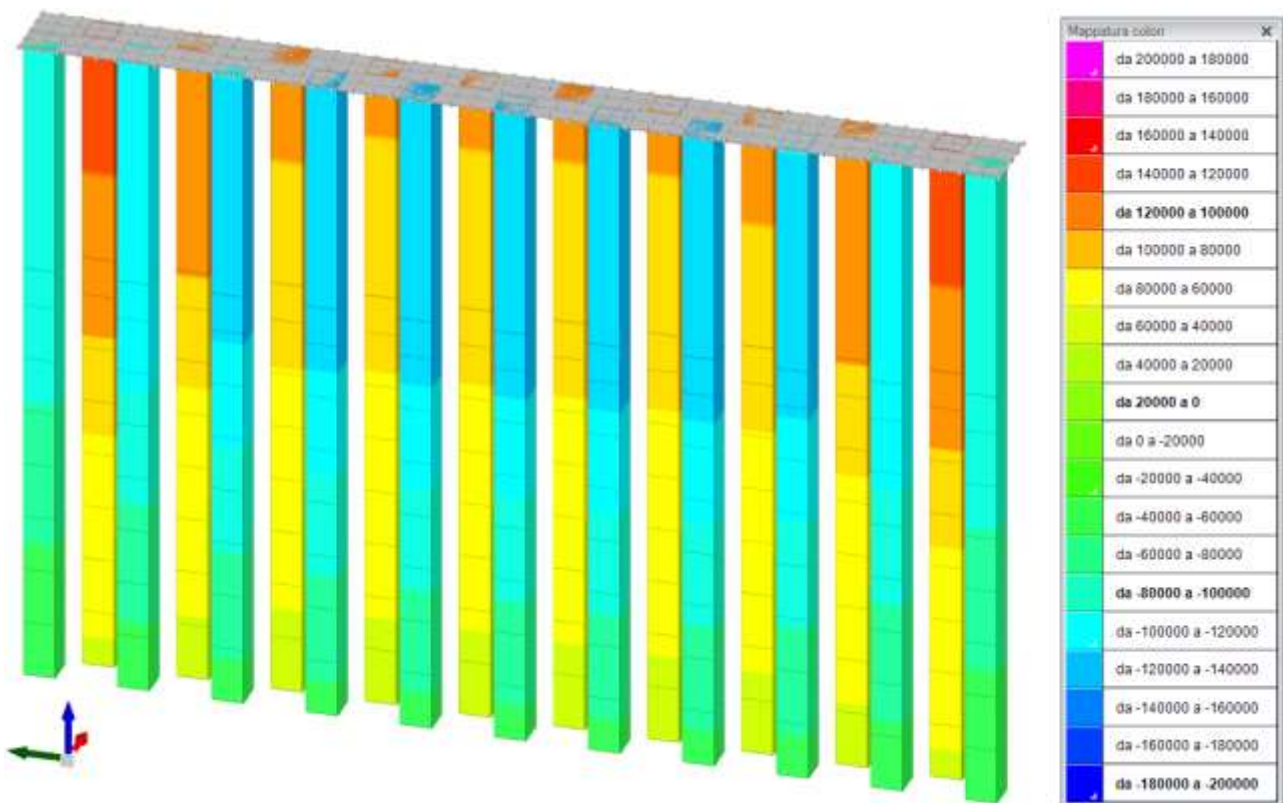


Figura 111 – Rappresentazione con bande di colore degli sforzi assiali relative al tratto della paratia collocato al piede della scarpata a nord di Via Marignano [daN].

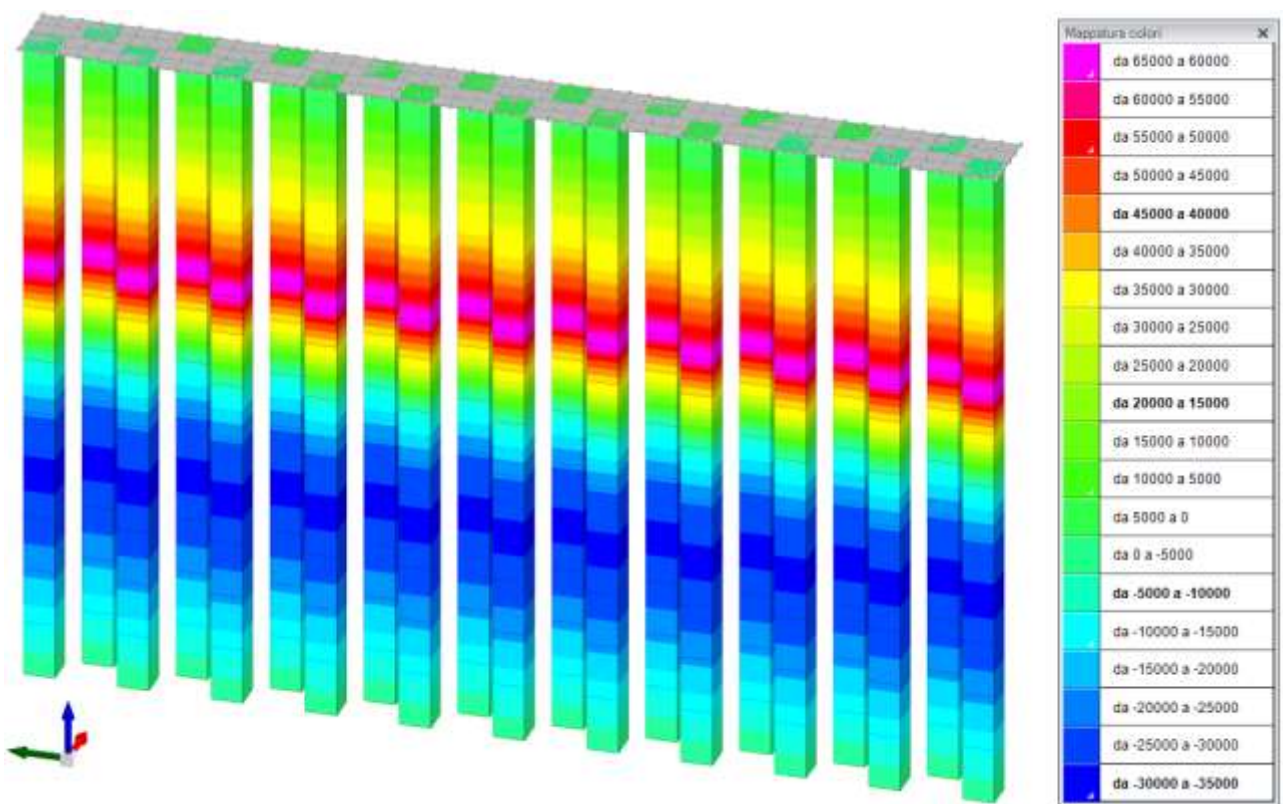


Figura 112 – Rappresentazione con bande di colore degli sforzi di taglio relative al tratto della paratia collocato al piede della scarpata a nord di Via Marignano [daN].

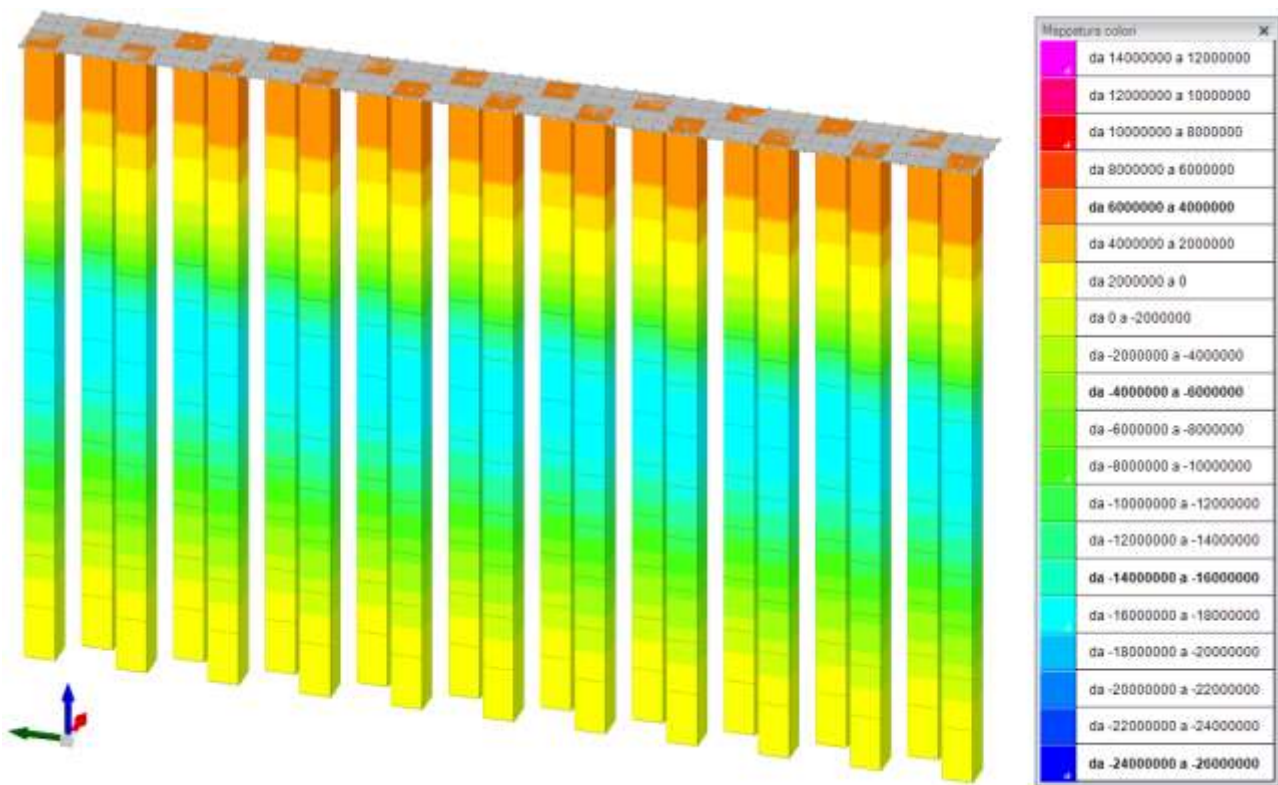


Figura 113 – *Rappresentazione con bande di colore delle sollecitazioni flessionali relativamente al tratto della paratia collocato al piede della scarpata a nord di Via Marignano [daNcm].*

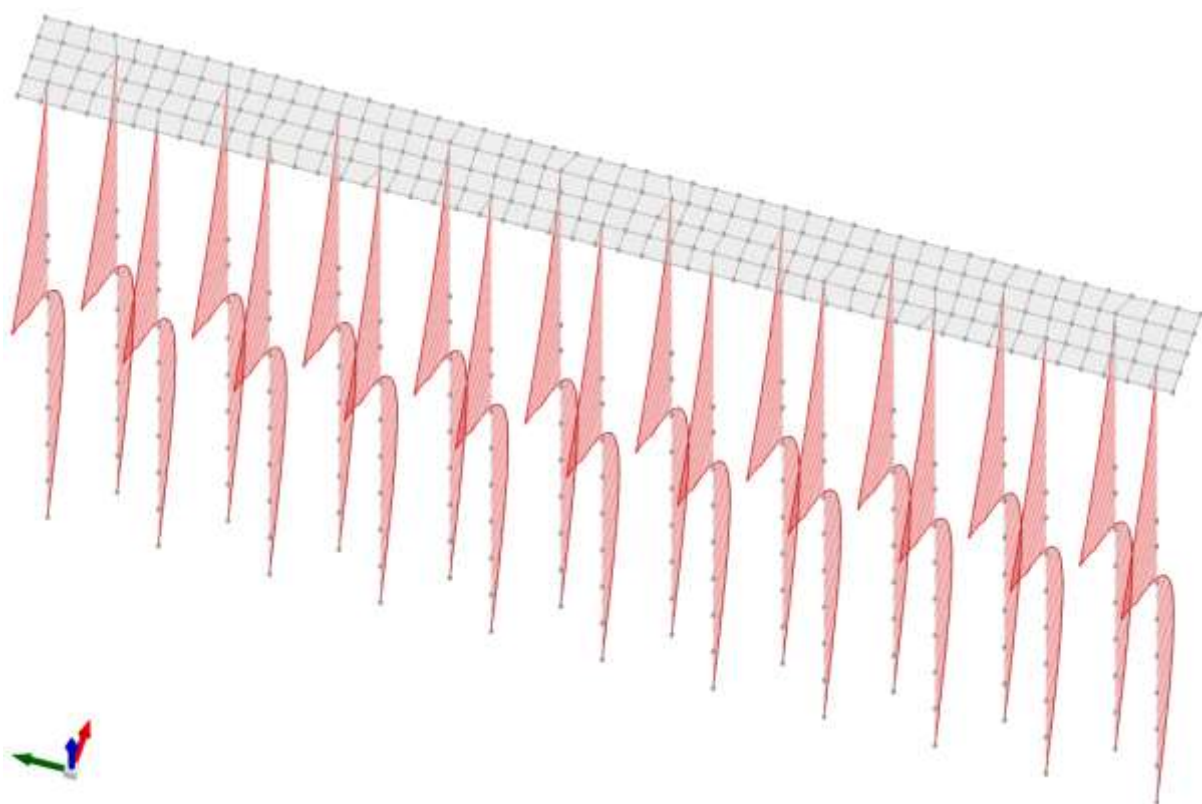


Figura 114 – *Diagrammi delle sollecitazioni di taglio nei pali della porzione in corrispondenza della bretella di raccordo della strada vicinale con Via Marignano.*

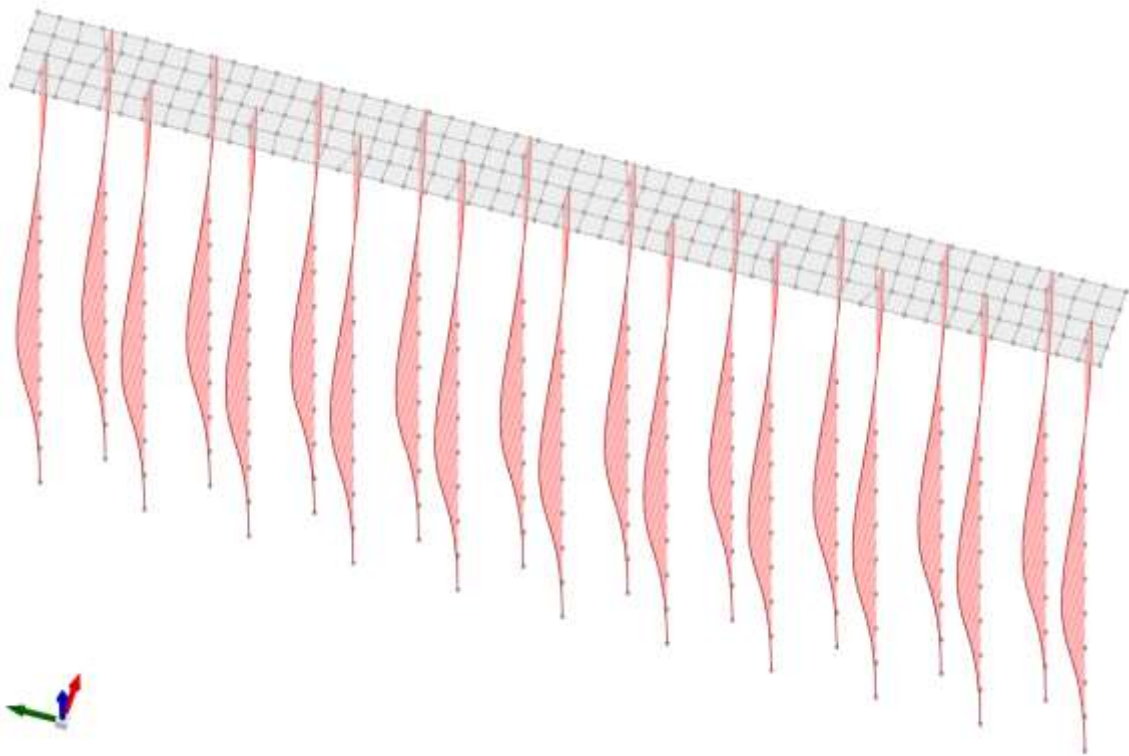


Figura 115 – Diagrammi delle sollecitazioni flessionali nei pali della porzione in corrispondenza della bretella di raccordo della strada vicinale con Via Marignano.

j.3. Sintesi delle verifiche di sicurezza del pendio

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano i coefficienti di sicurezza relativamente allo stato di fatto ed alla configurazione di progetto.

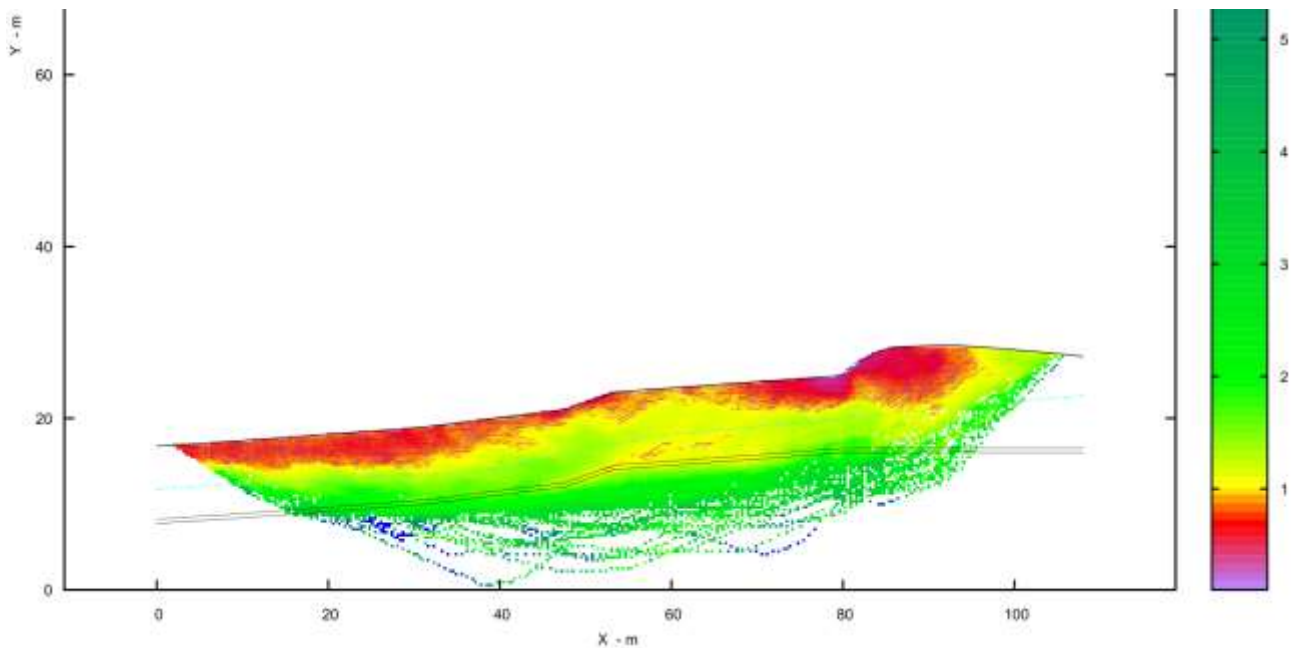


Figura 116 – Coefficienti di sicurezza afferenti alla verifica del pendio nella situazione attuale relativamente alla porzione centrale di Via Marignano: ipotesi con strato superficiale con angolo di attrito di 20° , lente localizzata caratterizzata da angolo di attrito di 14° e sottostante substrato pliocenico (coeff. sic. min. dell'ordine di 0.37).

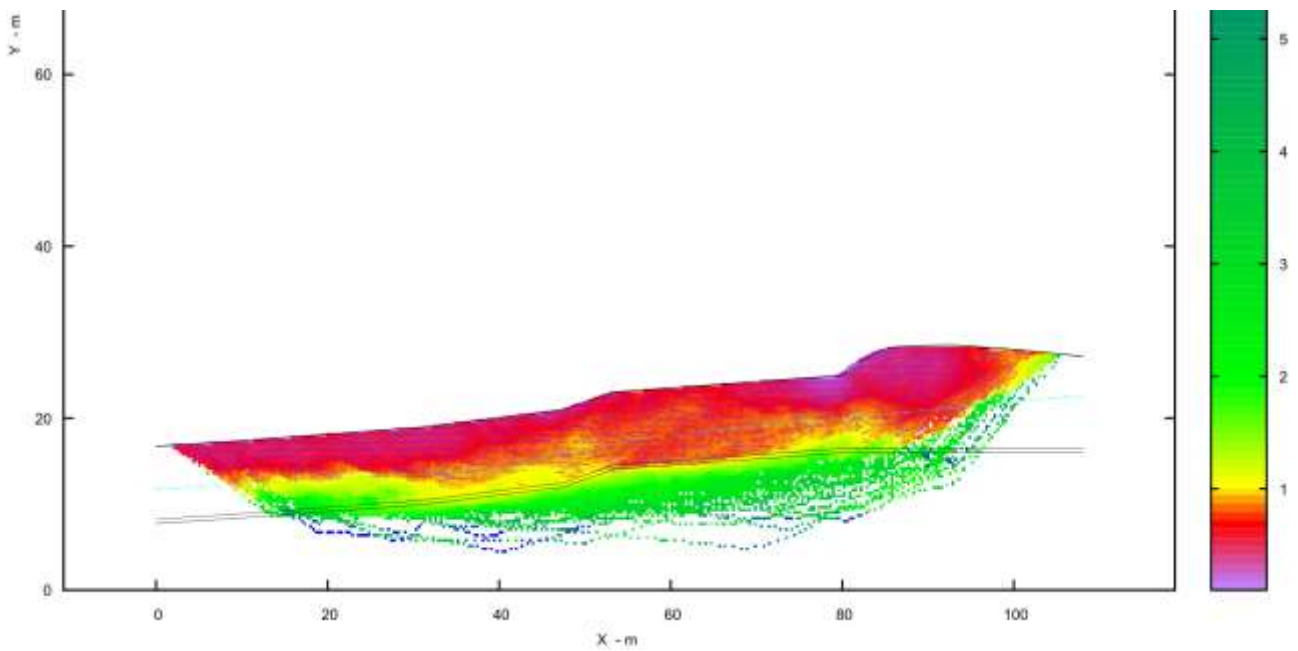


Figura 117 – Coefficienti di sicurezza afferenti alla verifica del pendio nella situazione attuale relativamente alla porzione centrale di Via Marignano: ipotesi con strato superficiale con angolo di attrito di 14 e sottostante substrato pliocenico (coefficiente di sicurezza minimo dell'ordine di 0.27).

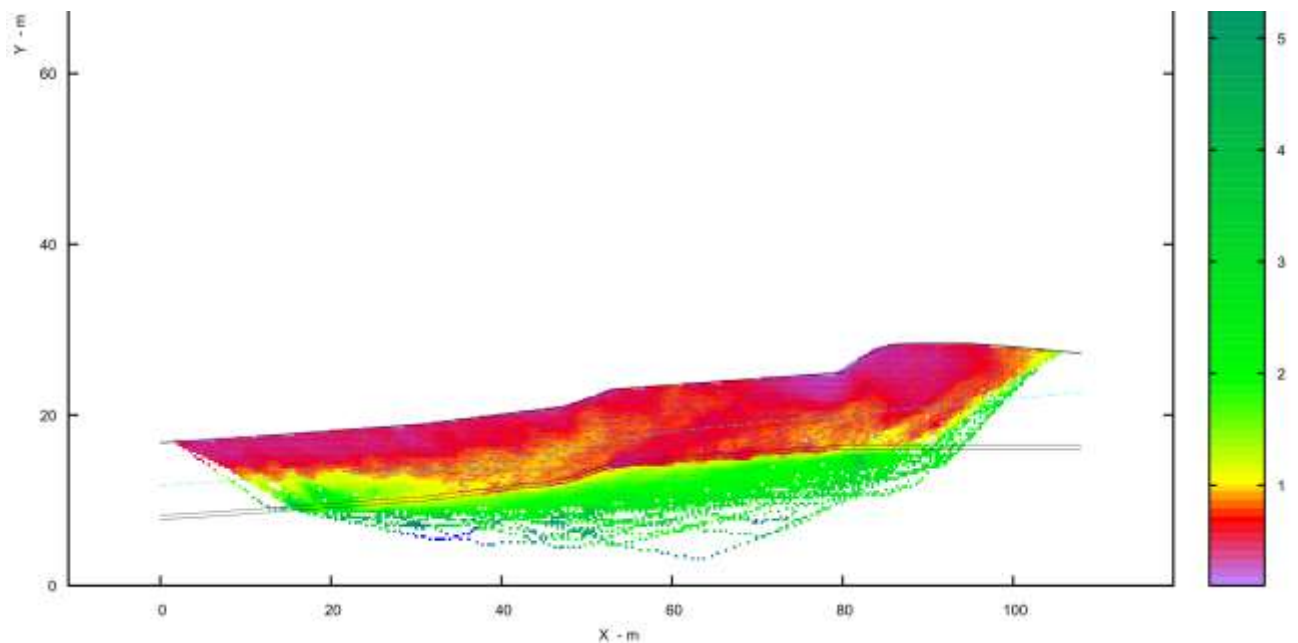


Figura 118 – Coefficienti di sicurezza afferenti alla verifica del pendio nella situazione attuale relativamente alla porzione centrale di Via Marignano: ipotesi con strato superficiale con angolo di attrito di 20°, lente localizzata in corrispondenza della superficie di scorrimento caratterizzata da angolo di attrito di 5° e sottostante substrato pliocenico (coefficiente di sicurezza minimo dell'ordine di 0.27).

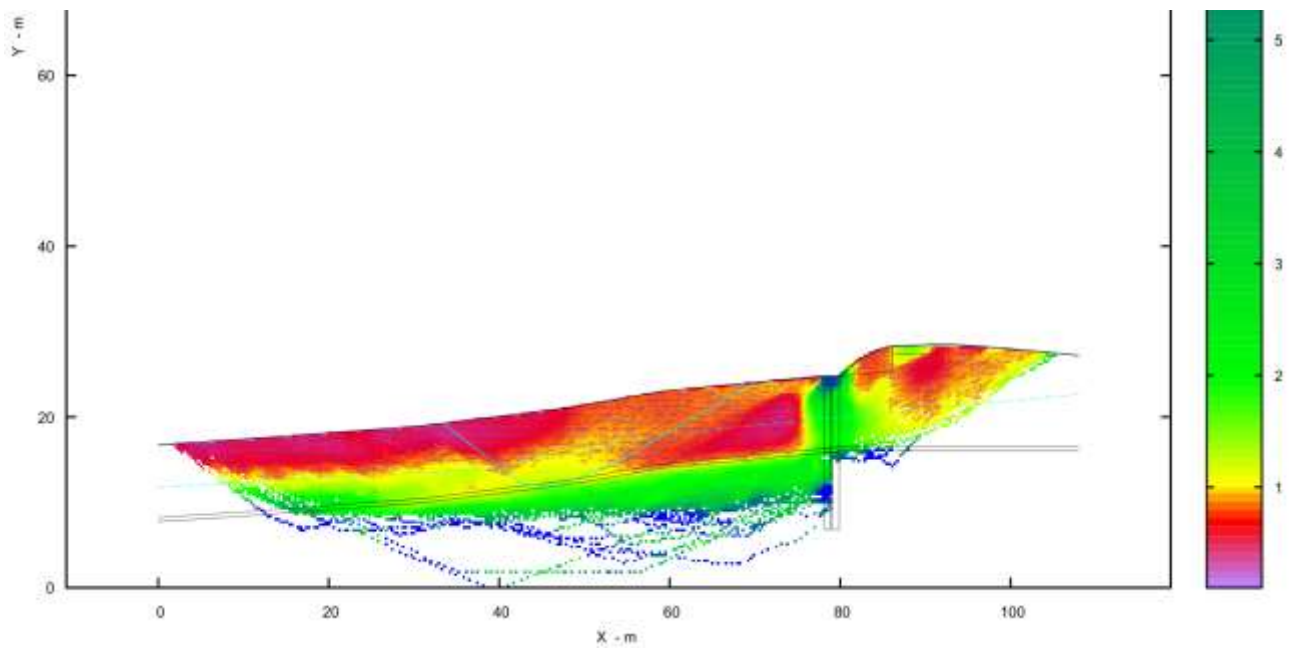


Figura 119 – Coefficienti di sicurezza afferenti alla verifica del pendio nella situazione di progetto relativamente al tratto di collocazione del presidio al piede della scarpata lungo il lato settentrionale di Via Marignano. Si può notare la stabilizzazione operata relativamente all'ammasso di terreno a monte della paratia.

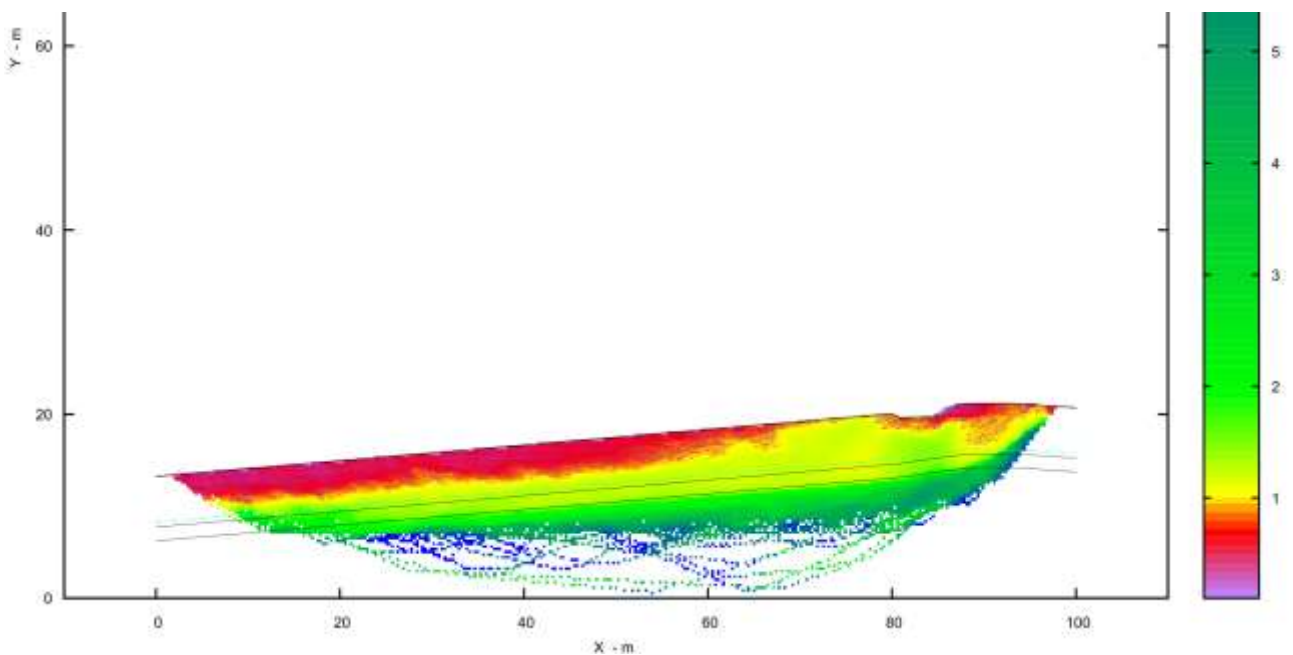


Figura 120 – Coefficienti di sicurezza afferenti alla verifica del pendio nella situazione attuale relativamente alla porzione che sarà interessata dalla costruzione della nuova bretella di raccordo della strada vicinale con Via Marignano (coefficiente di sicurezza minimo dell'ordine di 0.36).

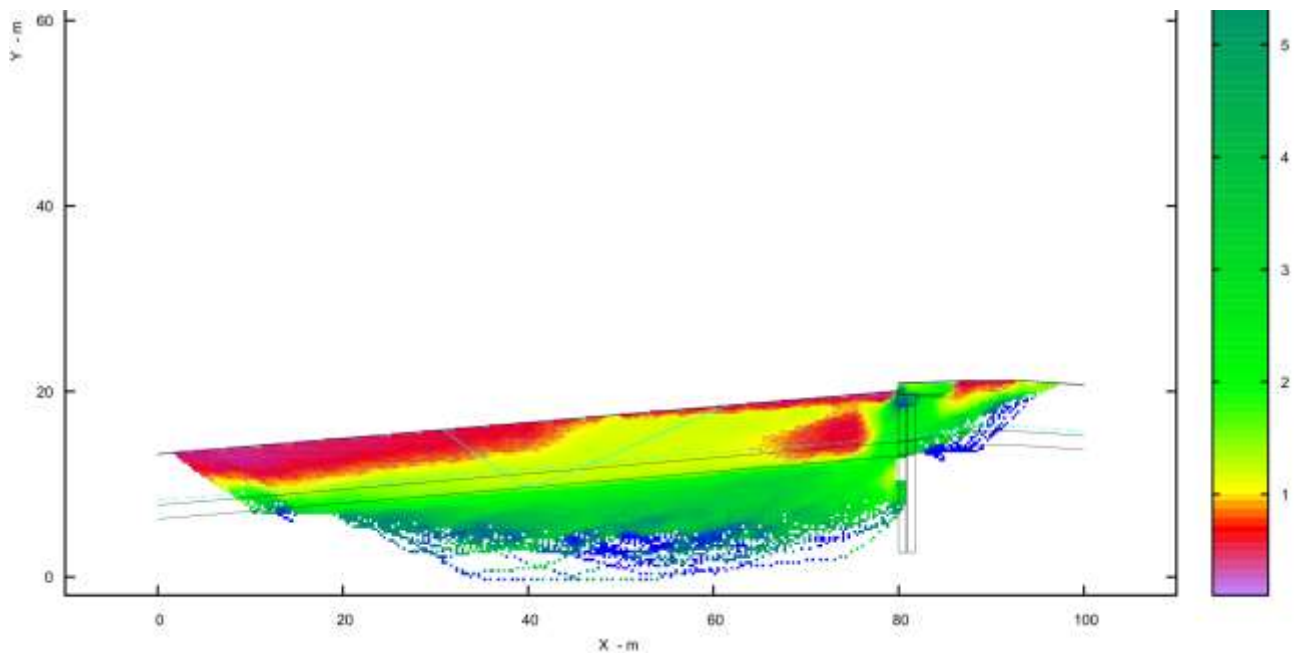


Figura 121 – Coefficienti di sicurezza afferenti alla verifica del pendio nella situazione di progetto relativamente al tratto di collocazione del presidio a margine della bretella di raccordo della strada vicinale a Via Marignano. I coefficienti di sicurezza sono maggiori di 1 con riferimento alle più probabili superfici di scorrimento del terreno nell'intorno dell'opera.

j.4. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Come già esposto in precedenza, in virtù delle caratteristiche della struttura in progetto, il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti anche per via manuale ricorrendo a schematizzazioni elementari.

Pertanto, si è avuto modo di controllare la bontà degli esiti delle analisi automatiche validando i risultati ottenuti attraverso le medesime.

PUNTO K) AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

Nell'ambito del presente progetto si è fatto ricorso ai seguenti software di calcolo:

- SISMICAD 12.22 della Concrete di Padova (PD).
- PAC.16 della Aztec Informatica di Casali del Manco (CS).
- SSAP (SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM) 2012 release 5.2.2. – 2023 messo a punto dal Dr. Geol. Lorenzo Borselli*, Ph.D, Professor of Geotechnics and Engineering Geology Istituto de Geologia, Fac. de Ingegneria Universidad Autonoma de San Luis Potosí (UASLP), San Luis Potosí, S.L.P. – Mexico, Ricercatore Associato CNR – IRPI Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica, Italia.

k.1. SISMICAD 12.22

Si tratta di un programma ad elementi finiti con input 3D per strutture in cemento armato, murature, acciaio e legno.

Attraverso il semplice disegno delle piante della struttura, è possibile pervenire automaticamente alla formulazione completa del modello tridimensionale in termini di geometria e carichi e poi, a soluzione avvenuta, al progetto esecutivo degli elementi strutturali di nuove costruzioni o alla valutazione della vulnerabilità ed al progetto di recupero di edifici e infrastrutture esistenti.

L'input consiste nel semplice disegno 2D delle piante del manufatto che il programma trasforma automaticamente in disegno 3D attraverso un proprio CAD interno o interfacciandosi direttamente con AutoCAD®, AutoCAD LT®, IntelliCAD, etc. La definizione geometrica di elementi e carichi può partire appoggiandosi ad una tavola qualsiasi: si può utilizzare, ad esempio, lo stesso disegno architettonico proveniente anche da ambienti grafici diversi da quello utilizzato, per mezzo di un file dxf o dwg. Le modalità di input sono influenzate dalle prestazioni del CAD interno e dall'impiego di un modellatore solido. Nel disegnare gli elementi strutturali l'utilizzatore deve preoccuparsi solamente del loro corretto posizionamento nel disegno senza doversi occupare di qualsiasi problematica di modellazione; le connessioni tra gli elementi sono infatti gestite dal modellatore solido che provvede a collegare tra loro nel modello matematico gli elementi che presentano interferenza geometrica nella rappresentazione grafica di input. Tutte le proprietà degli elementi strutturali possono essere visualizzate e modificate tramite semplice selezione nel disegno di elementi singoli o di gruppi di elementi.

In presenza di situazioni particolarmente complesse la modellazione può essere gestita in maniera puntuale dal progettista attraverso un input analogo a quello di un solutore general purpose, escludendo localmente l'intervento del modellatore solido. Funzionalità BIM Sono disponibili funzionalità legate al Building Information Modelling che prevedono importazione ed esportazione di informazioni necessarie alla gestione di un progetto coordinato. Dall'importazione di informazioni attraverso lo standard IFC (Industry Foundation Classes), per agevolare la definizione geometrica della struttura, è stata sviluppata una procedura di riconoscimento degli elementi strutturali. Oltre a questo è disponibile un plugin per Autodesk Revit® in grado di: esportare la geometria della struttura e anche del "modello analitico" editato in un lavoro di Sismicad; importare la intera geometria strutturale, armature per c.a. comprese, definendo elementi con famiglie native di Revit®.

L'interfaccia utente che si basa su tre finestre principali:

- La finestra disegno utilizzata per l'input permette la rappresentazione degli elementi strutturali con le rispettive proprietà.
- La finestra modello visualizza i risultati del solutore e consente l'accesso a tutti i valori numerici della soluzione.

- La finestra verifiche rende disponibili i risultati delle verifiche di tutti gli elementi strutturali e consente di visualizzare, oltre allo stato di verifica, tutti gli elaborati prodotti quali relazioni di calcolo, computi, disegni esecutivi.

La selezione di un elemento in una qualsiasi delle tre finestre permette il posizionamento in tempo reale sull'elemento corrispondente in una delle altre due. Risultano così facilitate le operazioni di controllo sia dei risultati della modellazione che dei risultati delle verifiche. In tali finestre è possibile aggiungere testi e annotazioni, collocati a piacimento, tipicamente come promemoria e osservazioni circostanziate o per scambiare informazioni con altri colleghi. Al momento della modellazione e della soluzione agli elementi finiti, il programma crea delle note contenute in apposite finestre e disponibili anche nelle successive sessioni di lavoro. Le note costituiscono informazioni importanti che il programma comunica al progettista. Esse permettono di selezionare automaticamente le entità alle quali si riferiscono e di far riferimento al manuale per maggiori dettagli sull'argomento specifico.

La configurazione dell'applicazione può essere esportata e importata tra postazioni diverse o anche tra versioni successive del software. Sismicad lavora indifferentemente in lingua italiana e inglese sia nelle interfacce video che negli output grafici e di calcolo. Le unità di misura sono scelte dal progettista e modificabili in corso di progettazione.

I materiali costituenti gli elementi possono essere definiti dall'utente. Le sezioni delle aste in cemento armato o in legno sono prelevate da un archivio gestito dall'utente. Le sezioni delle aste in acciaio sono contenute in un altro archivio fornito col programma contenente oltre 3000 profili, aggiornabile dal progettista con laminati e sagomati standard e con sezioni generiche (anche sagomate) importabili da disegni propri. I profili possono essere accoppiati e composti liberamente. Gli elementi strutturali rappresentabili sono:

- travi e pilastri in cemento armato, acciaio o legno;
- travi tralicciate autoportanti di tipologia Prem, NPS® e Metal.Ri®;
- travi di fondazione alla Winkler anche su suolo elastoplastico;
- tiranti in acciaio (non reagenti alla compressione);
- pareti in cemento armato;
- pareti in cemento armato realizzate con casseri in legno mineralizzato;
- pareti in legno di tipo X-LAM o Platform Frame definibili con posizione e dimensione dei singoli montanti e traversi;
- vincoli per pareti in legno modellabili anche con vincolo di contatto per gestire dormienti e collegamenti;
- ancoraggi tipo hold down per pareti in legno, anche a comportamento elastoplastico;
- pareti in muratura modellabili sia come muratura ordinaria o armata che come puntoni diagonali equivalenti;
- piastre su piani orizzontali o inclinati con forature;
- piastre generiche nello spazio (gusci);

- scale di varie tipologie modellabili con elementi trave o piastra, definibili anche nelle finiture per un corretto disegno esecutivo;
- plinti superficiali anche zoppi o con bicchiere e su pali;
- pali isolati (i pali possono essere modellati come aste su suolo elastoplastico);
- terreni di fondazione definiti attraverso stratigrafie o sondaggi;
- solai orizzontali o inclinati a tessitura monodirezionale;
- molle o vincoli generici;
- cerniere parziali e cerniere plastiche;
- isolatori sismici elastomerici e a pendolo;
- elementi di rinforzo di strutture esistenti in c.a. o muratura;
- elementi link per connessione tra elementi.

Carichi I carichi applicabili direttamente da disegno sono:

- di superficie orizzontali o inclinati con più lati e forature;
- lineari ad azione orizzontale o verticale;
- lineari trapezoidali generici (sei valori) nel sistema globale o nel sistema locale dell'asta;
- concentrati;
- di pressione sulle pareti;
- dovuti al terreno sulle pareti;
- da variazioni termiche;
- da vento.

I pesi propri degli elementi strutturali sono valutati dal programma sulla base delle loro dimensioni geometriche. I carichi indotti dai solai su travi e pareti sono valutati automaticamente a partire dai relativi dati geometrici e di carico lasciando facoltà all'utente di decidere se considerare in questa fase la continuità dei solai. I carichi indotti dal terreno sulle pareti sono valutati in modo automatico, tengono conto della natura del terreno assegnato, dell'inclinazione del suolo, di un eventuale sovraccarico sovrastante e della falda acquifera; sono valutati in modo automatico anche per quanto riguarda la azione sismica, secondo Mononobe-Okabe oppure per pareti rigidamente vincolate secondo Wood. Sono calcolabili automaticamente, in funzione delle caratteristiche del sito, i carichi vento e neve secondo quanto previsto dal D.M. 10.01.2018 e Circolare 21.01.2019.

L'eventuale analisi sismica può essere condotta secondo il D.M. 16.01.1996 e la Circolare M.LL.PP. 10.04.1997 n.65/AA.GG., secondo l'Ordinanza 3431, il D.M. 14.09.2005, il D.M. 14.01.2008 e Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti n. 617 del 02.02.2009, il D.M. 17.01.2018 e relativa Circolare Ministero LL.PP. n.7 del 21.01.2019. Sono previste analisi elastiche (statica lineare e dinamica modale, anche con isolatori) sia in alta che in bassa duttilità, ed analisi statica non lineare. Quest'ultima viene condotta utilizzando modelli ad inelasticità diffusa (fibre) per strutture in c.a. acciaio e muratura. Il pacchetto comprende anche la trattazione della sismica delle murature con il metodo POR.

Il manufatto viene schematizzato con un modello a telaio spaziale composto da aste ed elementi bidimensionali. Eventuali disassamenti sono gestiti automaticamente da master joint locali. In particolare, il programma individua i nodi necessari numerandoli e vincolandoli, individua le aste numerandole, vincolandole, orientandole e caricandole, schematizza i setti in cemento armato, in legno ed in muratura, le platee di fondazione e le piastre in elevazione con mesh di elementi shell di dimensione massima assegnata, modella con elementi membranali i piani dichiarati non infinitamente rigidi e, infine, scrive i file di accesso al solutore. Il tutto avviene in modo completamente automatico. Non è richiesto all'utente di numerare nodi, di orientare o vincolare aste o elementi shell, di definire schemi di carico da applicare agli elementi, ma semplicemente di disegnare le piante del manufatto in ambiente CAD.

Sismicad comprende un proprio solutore a elementi finiti. Il solutore è continuamente aggiornato in vista dei risultati della più recente ricerca scientifica nel campo del calcolo numerico e le procedure vengono tratte da articoli scientifici pubblicati sulle più quotate riviste internazionali. In particolare, la biblioteca di elementi finiti è stata ampliata fino a comprendere cerniere elastoplastiche, molle planari elastoplastiche per modellare pali di fondazioni, isolatori non-lineari elastomerici e a pendolo, un elemento finito tipo lastra-piastra che consente lo studio di murature e pareti in calcestruzzo armato con limitata resistenza alla trazione e compressione. Il legame costitutivo di tale elemento finito è modellato da una trilatera oppure secondo il modello non lineare di Saenz. Per tale tipo di elemento è prevista l'introduzione, su entrambe le facce della lastra, di famiglie di fibre tali da modellare la presenza delle armature metalliche nelle pareti. Il modello costitutivo prevede la perdita dello sforzo (fessurazione in trazione e schiacciamento in compressione) al raggiungimento di assegnate dilatazioni limite del materiale base e delle fibre. In relazione a questi ultimi progressi, anche l'elemento trave è stato aggiornato in modo tale da prevedere un legame costitutivo assegnato dall'utente attraverso una curva sforzo-deformazione lineare a tratti. Questi ultimi sviluppi consentono di affrontare problemi di analisi statica non lineare (pushover) con ragionevole accuratezza. Nell'ambito delle murature è previsto un elemento trave a plasticità diffusa per modellare murature non rinforzate e un altro che considera rinforzi di varia natura in ottemperanza alla normativa vigente. I test comparativi tra il solutore interno e i più quotati solutori agli elementi finiti per personal computer uniti ai raffronti teorici, così come riportati nel manuale di verifica, consentono di collocare il solutore di Sismicad tra i più potenti ed affidabili solutori tra quelli presenti nel mercato nazionale ed internazionale. Il solutore può essere utilizzato anche indipendentemente da Sismicad; infatti esso è dotato, di un proprio file di input in formato alfanumerico non formattato e di un proprio autonomo output. Tutte le procedure numeriche adottate sono esplicitamente documentate in specifici manuali allegati a carattere teorico-illustrativo. Le principali prestazioni del solutore possono essere così sintetizzate:

- il numero di equazioni risolvibili è legato solo alla capacità dell'hardware; il sistema di equazioni derivante dalla discretizzazione della struttura è risolto con il metodo delle

matrici sparse (Aspen Tech MA57 oppure Intel MKL Pardiso) consentendo una notevole diminuzione dei tempi di elaborazione per strutture dotate di un elevato numero di gradi di libertà;

- possiede una potente opzione di connessione di tutti gli elementi finiti a nodi master. Tale opzione consente di gestire, in modo estremamente semplice, la modellazione di piani rigidi ed i disassamenti strutturali;
- gli elementi finiti tipo lastra-piastra sono dotati di gradi di libertà alla rotazione intorno al vettore normale al piano medio. Una opzione consente di considerare la deformabilità a taglio. Per gli elementi quadrangolari non contenuti nel piano, opportune procedure di proiezione delle rigidezze dai nodi proiettati sui nodi originari, consentono di modellare con soddisfacente accuratezza le strutture a guscio;
- fornisce come sollecitazione nelle piastre anche i tagli fuori piano;
- implementa un elemento finito bidimensionale lastra-piastra per lo studio di strutture non lineari tipo murature e pareti in cemento armato;
- in ambito dinamico, il calcolo dei modi di vibrare e dei periodi propri di vibrazione è svolto utilizzando il metodo della proiezione nel sottospazio ed il metodo accelerato di Ritz;
- per gli elementi monodimensionali (travi e bielle) e bidimensionali (lastre-piastre), valuta gli effetti geometrici di non linearità del secondo ordine (metodo P-Delta) consentendo di associare a questi elementi tutti gli altri lineari e non-lineari presenti nella biblioteca;
- consente l'analisi di fenomeni di non linearità di materiale per gli elementi monodimensionali e bidimensionali;
- consente la esecuzione di analisi statiche non lineari con modellazione ad inelasticità diffusa operando sia in controllo di forze che in controllo di spostamenti (path following);
- gestisce l'analisi di strutture su isolatori sismici in gomma armata e a pendolo;
- esegue le verifiche di stabilità globale della struttura.

È previsto in automatico il progetto delle armature delle travi, delle scale, dei pilastri, dei pali, dei plinti superficiali e su pali, sulla base di parametri modificabili dall'operatore. Le verifiche sono condotte col metodo delle tensioni ammissibili o agli stati limite (ultimi e di esercizio) in accordo alle vigenti normative nazionali (D.M. 09.01.1996, D.M. 14.01.2008, D.M. 17.01.2018) oppure secondo Eurocodice 2 (edizione 06.04.2006 con personalizzazioni possibili per i relativi annessi nazionali). In caso di analisi secondo il D.M. 14.01.2008 e D.M. 17.01.2018 le verifiche possono essere condotte sia per condizioni normali che per condizioni eccezionali. Attraverso specifiche procedure grafiche l'utente è comunque in grado di progettare o correggere tutte le armature di travi, pilastri, pareti, plinti, scale, pali, piastre e platee, nessuna esclusa, ottenendo in tempo reale informazioni dettagliate sullo stato tensionale dell'elemento strutturale che sta esaminando, con la possibilità di visionare contemporaneamente un'anteprima del disegno esecutivo e della relazione di calcolo.

Le procedure di progettazione di tutti gli elementi in c.a. prevedono l'analisi tridimensionale delle armature: di ogni barra è nota l'esatta posizione all'interno del getto, condizione necessaria per una corretta modellazione e fibre. Ciò consente inoltre il controllo di interfero e collisioni, il disegno delle sezioni trasversali con indicazione della posizione di ciascuna barra come pure una corretta analisi dello stato di verifica delle sezioni sulla base delle sei componenti della sollecitazione. Nelle verifiche delle travi agli stati limite è possibile effettuare ridistribuzioni di momento con controllo della duttilità della sezione. Le verifiche a taglio considerano la presenza di eventuali sagomati e la ottimizzazione della inclinazione variabile del traliccio. Gli ancoraggi sono valutati sulla base della effettiva tensione nelle barre con distinzione delle zone di buona e cattiva aderenza. Le frecce sono valutate sia a sezione interamente reagente sia considerando la presenza della fessurazione e del contributo irrigidente del calcestruzzo teso tra due fessure successive (stiffening effect) anche a viscosità esaurita. Nelle travi di fondazione con sezione a T rovescio o doppio T il programma verifica la sezione della suola a filo anima nel funzionamento trasversale. Sono previste verifiche anche per travi tralicciate autoportanti sia in prima che in seconda fase. Sono previste travi di tre tipologie: Prem, NPS® e Metal.Ri®. Per ciascuna di esse è prevista l'esportazione dei dati nel formato indicato dal produttore per la redazione delle verifiche di dettaglio. Sismicad prevede la progettazione esecutiva di solai monodirezionali a partire da un database di solai definibile dall'utente (solai a traliccio, a pannello o a piastra tralicciata ed alleggerita in polistirolo, a travetti precompressi, solai in legno, in lamiera grecata con soletta collaborante, in legno con soletta collaborante, in acciaio con soletta collaborante). Indicando in pianta la posizione della sezione da progettare il programma propone lo schema statico del solaio in termini di geometria e carichi divisi, questi ultimi, in pesi strutturali, permanenti portati e variabili. Sono individuate automaticamente, quando presenti e comunque modificabili dall'utente, le zone senza alleggerimento, nelle quali cioè la verifica viene condotta a sezione rettangolare anziché con sezione a T o doppio T (fasce piene). L'armatura dei solai è gestita analizzando tutte le possibili combinazioni dei pesi strutturali, dei permanenti portati e variabili. In questa fase si possono introdurre variazioni rispetto a quanto rilevato in automatico dal programma (cambi di sezione, carichi concentrati, salti di quota, mensole isolate, etc.). L'armatura dei solai in c.a. può essere proposta in automatico e corretta interattivamente analogamente a quanto avviene per le travi. Lo stato deformativo del solaio è analizzato nelle ipotesi di sezione interamente reagente e di sezione fessurata con considerazione del contributo del calcestruzzo teso tra le fessure. Vengono anche calcolate le frecce a viscosità esaurita. Il disegno esecutivo dei solai in c.a., a scelta dell'operatore, può essere riportato sulla pianta o inserito nella tavola a lato della stessa.

Per i pilastri è disponibile la progettazione per sezioni di forma qualsiasi; essa viene svolta a prospetto analogamente a quanto avviene nelle travi potendo disporre le armature liberamente in posizione qualsiasi sia in prospetto che in sezione. La progettazione di elementi bidimensionali come piastre e pareti in cemento armato è gestita tramite una procedura per l'armatura di dettaglio a

prospetto di elementi giacenti in un medesimo piano. Si possono utilizzare sei tipi di armatura: reti diffuse, reti localizzate, barre singole, armature diagonali per le travi di connessione tra pareti di taglio ed armature a punzonamento sagomate o a staffa. Per le piastre le verifiche a pressoflessione e taglio vengono svolte in corrispondenza dei nodi del modello ed in sezioni particolari indicate dall'utente (ad esempio sul bordo di pilastri o pareti). E' inoltre disponibile la verifica dei nuclei di controvento secondo le modalità richieste dal DM 17.01.2018 sia per pareti semplici che composte; per esse è previsto il comportamento dissipativo, non dissipativo o di pareti debolmente armate. Sono previste anche le verifiche per pareti con getto in blocchi cassero in legno mineralizzato. È data facoltà all'utente di adottare sollecitazioni nei nodi di pareti e piastre ottenute attraverso medie ponderali di valori delle stesse valutati in punti della sezione di cui si prefissa l'ampiezza. Queste funzionalità consentono di ovviare al problema dei picchi di sollecitazione in corrispondenza dei nodi di connessione con aste consentendo una valutazione più realistica del fenomeno. Le verifiche a punzonamento sono condotte attraverso l'individuazione dei perimetri critici se del caso minimizzati in corrispondenza ai bordi o ai fori; l'armatura a punzonamento può essere realizzata con spille o con armature sagomate. È disponibile inoltre una procedura per la verifica delle travi di collegamento di pareti accoppiate secondo il D.M. 17.01.2018. Una procedura specifica permette di ottenere la risultante delle sollecitazioni in sezioni individuate dall'utente e la verifica dei diaframmi di piano. Quanto sopra descritto consente di raggiungere un notevole livello di esecutività nella progettazione di opere civili generiche (idrauliche, stradali, etc.) anche al di fuori da un ambito di applicazione strettamente edilizio. Specifiche procedure consentono la produzione automatica di disegni esecutivi delle piastre e delle pareti con dettagliata definizione e posizione di tutte le barre considerate in verifica.

Particolare attenzione è stata dedicata agli edifici esistenti in c.a. e muratura. La proprietà esistente non è attribuita all'edificio ma al materiale dell'elemento strutturale. Si possono così modellare e progettare lavori di restauro, ampliamento e sopraelevazione applicando ad ogni elemento le proprietà meccaniche e le norme di verifica specifiche del suo stato di esistente o di nuova edificazione. Il software consente di definire per i vari elementi in c.a. armature anche non aderenza migliorata e di caratteristiche meccaniche qualsiasi. Nei pilastri in particolare è possibile progettare interventi di rinforzo con angolari calastrellati o con rifodere impiegando armature di caratteristiche diverse da quelle esistenti. Le verifiche, la valutazione della vulnerabilità e degli indicatori di rischio sismico possono essere condotte tramite analisi elastiche con fattore di struttura o tramite analisi statica non lineare. A seguito della esecuzione di una analisi statica non lineare il programma esegue per i c.a. le verifiche di resistenza per i meccanismi fragili e di capacità deformativa per i meccanismi duttili. Sono, inoltre, svolte le verifiche per lo stato limite esercizio (danno e operatività). Travi e pilastri possono essere rinforzati con l'impiego di FRP in accordo con le CNR-DT200 R1/2013. I nodi dei telai possono essere rinforzati sia con l'impiego di FPR che con il metodo CAM.

Sismicad comprende la trattazione delle problematiche strutturali delle murature con riferimento alle diverse normative nazionali vigenti. I materiali costituenti le pareti in muratura sono contenuti in un apposito archivio gestibile dall'utente. Nel rispetto delle norme in un unico modello possono essere gestite le strutture miste, composte cioè da muratura e altri materiali funzionanti in parallelo (disposti altimetricamente allo stesso piano) oppure in serie (disposti altimetricamente su piani successivi). Nelle analisi elastiche i maschi murari possono essere modellati con mesh di elementi bidimensionali o con aste. Per ottenere configurazioni di equilibrio basate solo su tagli paralleli ai maschi è possibile svincolare alla rotazione la muratura attorno ai bordi superiore ed inferiore oppure utilizzare elementi shell dotati di spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale. Le analisi sismiche e le verifiche possono essere condotte secondo Circolare M.LL.PP. n. 21745 del 30.07.1981 (metodo POR), D.M. 16.01.1996 e circolare M.LL.PP. 10.04.1997 n.65/AA/GG OPCM 3431, D.M. 14.09.2005, D.M. 14.01.2008 e circolare n. 617 del 02.02.2009, D.M. 17.01.2018 e Circolare 21.01.2019. Nelle analisi elastiche (statica lineare o dinamica modale) i maschi sono modellati con aste o con elementi bidimensionali. In modo analogo ai maschi possono essere modellate anche le travi di accoppiamento in muratura (fasce di piano). Vengono svolte le verifiche a pressoflessione e taglio nel piano del maschio ed a pressoflessione fuori piano come pure le verifiche a pressoflessione e taglio delle travi di accoppiamento. Lo studio dell'edificio con analisi statica non lineare viene svolto con una modellazione inelastica nella quale possono contemporaneamente venire modellati anche elementi in materiali diversi dalla muratura. La modellazione di maschi e travi di collegamento viene svolta con modellazione ad aste inelastiche (fibre). L'esecuzione della spinta in controllo di spostamenti (path following) consente di ottenere curve di capacità decrescenti e di raggiungere gli spostamenti limite previsti dalla norma. Sia con analisi elastiche che inelastiche è possibile la valutazione della vulnerabilità e degli indicatori di rischio sismico per edifici esistenti come previsti dalle varie disposizioni normative compreso il D.M. n.65 del 07.03.2017 (Sisma Bonus).

L'analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti è svolta per porzioni di edificio definite dall'utente. Nella stessa possono essere coinvolte, oltre alla facciata, anche murature ortogonali alla stessa ipotizzando cunei di distacco. Se la facciata interessa più piani l'analisi viene svolta per tutti i possibili centri di rotazione. È, inoltre, possibile la verifica di edifici in muratura armata sia con analisi elastiche (statica lineare e dinamica modale) che inelastiche (statica non lineare). Il programma propone la posizione delle barre di armatura verticali in accordo ai minimi normativi consentendo l'intervento manuale dell'operatore per modificare sia le armature orizzontali che verticali. Oltre alle verifiche vengono prodotti disegni delle piante in formato dxf. Per le murature di tamponamento possono essere richieste le verifiche previste in OPCM 3431 par.4.9, in D.M. 14.01.2008 e D.M. 17.01.2018 par.7.2.3 per gli elementi secondari. Progetti di interventi su murature esistenti sono previsti con l'utilizzo di FRP (CNR-DT200 R1/2013), FRCM o CRM (CNR-

DT215/2018) applicati secondo varie modalità, con rinforzi costituiti da paretine in c.a. e reti metalliche o con sistema CAM (cuciture attive per le murature).

È prevista la progettazione strutturale di elementi monodimensionali in legno sia lamellare che massiccio nonché di pareti e solai in legno tipo X-LAM e di pareti Platform Frame, anche con la presenza di dispositivi di ancoraggio tipo hold-down. Le sezioni delle aste sono gestite per mezzo di un archivio e sono ipotizzate circolari o come composte da uno o più elementi rettangolari. I materiali sono definiti dall'utente indicando, a seconda della normativa scelta, le resistenze per ogni tipo di stato tensionale (compressione parallela alle fibre, trazione parallela alle fibre, etc.), il coefficiente di dilatazione termica ed il peso specifico. Particolare attenzione è stata riservata alla definizione di particolari condizioni di vincolo non lineari tra i bordi delle pareti in modo da consentire la modellazione dei più svariati dispositivi di collegamento. Una particolare modellazione delle connessioni tra pareti consente di ottenere con precisione le azioni che si esercitano lungo i bordi di contatto per un agevole dimensionamento dei collegamenti. È possibile la modellazione di pareti con caratteristiche ortotrope, particolarmente utili per particolari tecnologie costruttive. Nella modellazione delle pareti con tecnologia Platform Frame è modellata in particolare anche la presenza delle chiodature tra fogli e telaio con il relativo modulo di scorrimento. Le verifiche di resistenza, instabilità e deformabilità sono condotte con il metodo delle tensioni ammissibili (seguendo le direttive proposte dalle DIN 1052), oppure con il metodo degli stati limite secondo l'Eurocodice 5 (ottobre 2005), il D.M. 14.01.2008 o il D.M. 17.01.2018. È previsto il progetto delle connessioni di travi e colonne in legno secondo Eurocodice 5. In particolare sono progettabili connessioni con piastra in acciaio e connettori (viti, chiodi, bulloni e spinotti) tra elementi monodimensionali complanari, connessioni legno-legno con staffa a scomparsa in alluminio o acciaio, connessioni legno-calcestruzzo con staffa a scomparsa in alluminio o acciaio e tasselli chimici, ancoranti o avvitabili, connessioni legno-legno con connettori e, connessioni legno-calcestruzzo alla base di colonne in legno. Per le pareti in legno è previsto il progetto secondo Eurocodice 5 della ferramenta resistente al taglio e al sollevamento e la produzione di piante con precise indicazioni di montaggio. In particolare sono progettabili connessioni a trazione parete-parete con hold down e bulloni passanti o con nastri forati e connettori (viti e chiodi), connessioni a taglio o a trazione parete-c.a. con angolari e tasselli, connessioni a taglio parete-solaio in legno con angolari e connettori (viti e chiodi), connessioni a taglio e trazione tra bordi verticali di pareti (viti passanti o tavole chiodate). La verifica di solai X-LAM fino a cinque strati è gestita in accordo con la teoria di Moeler. Sono condotte le verifiche allo SLU di flessione, taglio, svergolamento e compressione perpendicolare alla fibratura agli appoggi, le verifiche agli SLE di deformazione e vibrazione.

Sismicad comprende un archivio di oltre 3000 profili standard (laminati a caldo o sagomati a freddo) che è possibile utilizzare anche per modificare le dimensioni di sezioni esistenti. È inoltre possibile inserire profili di sezione generica definita dall'utente. Per eseguire le verifiche di resistenza

e di instabilità dei superelementi (insiemi di aste contigue selezionabili dall'utente) è richiesta la definizione di vincoli e dei coefficienti legati alle loro lunghezze libere di inflessione. I risultati sono esposti in una apposita finestra nella quale è possibile visualizzare, oltre allo stato di verifica, gli eventuali elaborati prodotti. Le verifiche dei laminati possono essere condotte secondo CNR-UNI 10011 (tensioni ammissibili o stati limite), Eurocodice 3, D.M. 14.01.2008, D.M. 17.01.2018. Per profili sagomati anche di sezione generica, con l'esclusione di alcuni casi particolari, le verifiche sono condotte secondo CNR-UNI 10022 ed Eurocodice 3, D.M. 14.01.2008, D.M. 17.01.2018. Sono inoltre gestiti i controlli previsti dalla Ordinanza 3431, dal D.M. 14.01.2008 e dal D.M. 17.01.2018 in caso di comportamento strutturale dissipativo. Le giunzioni tra aste sono presenti in un archivio personalizzabile per ogni tipologia di collegamento. La verifica è effettuata secondo CNR-UNI 10011, Eurocodice 3, D.M. 14.01.2008, D.M. 17.01.2018. In particolare sono progettabili giunzioni bullonate o saldate (solo CNR-UNI, Eurocodice 3, D.M. 14.01.2008, D.M. 17.01.2018) di varie tipologie tra cui giunzioni a squadretta, a flangia di varie forme, coprigiunti e piastre di base di colonne. La progettazione del collegamento è gestita direttamente dall'operatore che può definire forma e dimensione dello stesso, diametro, tipo e posizione dei bulloni, forma, dimensioni e posizione delle saldature. Si ottengono così, in tempo reale, le verifiche di tutti gli elementi costituenti la giunzione nelle diverse combinazioni delle condizioni elementari di carico con il relativo disegno esecutivo del nodo sotto forma di file dxf. Le travature reticolari sono gestite attraverso un editor dotato di una modalità di input molto semplice ed efficiente. A seguito del progetto automatico dei collegamenti secondo CNR-UNI 10011 o Eurocodice 3, è prodotto lo schema costruttivo, il computo ed il disegno esecutivo (file dxf) completo di prospetto ed estrazione delle distinte delle piastre e delle aste, il tutto quotato in ogni dettaglio. Anche per questi elementi sono gestiti i controlli previsti dalla Ordinanza 3431, dal D.M. 14.01.2008 e dal D.M. 17.01.2018 in caso di comportamento strutturale dissipativo. Analogamente alle funzionalità di creazione della pianta di carpenteria di piano, nel CAD esterno è possibile ottenere il disegno dei prospetti dei telai in acciaio.

Lo Scrivente ha proceduto all'esame della documentazione a corredo del software impiegato (Manuale SISMICAD).

k.2. PAC.16 vers. 16.02 C

Il software PAC – Paratie è dedicato all'analisi e al calcolo di paratie, palancolate e scavi sbadacchiati. È un programma completo che non richiede moduli aggiuntivi. È disponibile in versione 3D.

PAC consente di effettuare l'analisi e il calcolo di paratie di pali (anche su più file), paratie di micropali (anche su più file), paratie a setti in c.a., paratie con sezione a T, paratie metalliche, paratie con rigidità per tratti variabile, paratie con muro in testa, paratie berlinesi.

La paratia può essere ancorata tramite una o più file di tiranti attivi o tiranti passivi. PAC, inoltre, permette di analizzare paratie vincolate da puntoni (una o più file) con appoggio rigido.

I metodi di calcolo implementati in PAC sono i seguenti:

- Metodo di Culmann per il calcolo della spinta (attiva e passiva).
- Bishop e Fellenius per la verifica della stabilità globale.
- Metodo FEM per la verifica della paratia mediante discretizzazione in elementi tipo trave.
- Modello di Winkler per il comportamento non lineare del terreno mediante schematizzazione di una serie di molle con comportamento elastoplastico.
- Modello cinematico (raggiungimento di uno stato limite) o statico (raggiungimento di una pressione limite) di rottura del terreno.
- Modello Bustamante-Doix per il calcolo dei tiranti.

I dati di input per la modellazione e l'analisi dell'opera di sostegno sono i seguenti:

- Definizione della geometria e del materiale costituente la paratia.
- Definizione stratigrafica del terreno in cui la paratia è immersa.
- Definizione quota della falda.
- Inserimento carichi sul terreno (forze concentrate e carichi distribuiti).
- Inserimento carichi sulla paratia (carichi a coppie concentrate, carichi distribuiti).
- Inserimento vincoli: tiranti e puntoni.
- Definizione combinazioni di carico.
- Analisi sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Ad analisi conclusa PAC consente la visualizzazione di tutti i risultati:

- Diagrammi delle sollecitazioni.
- Diagramma delle pressioni.
- Deformata della paratia.
- Superficie di scorrimento con F_s minimo.
- Armature calcolate.

Ogni disegno visualizzato può essere stampato su qualsiasi dispositivo gestito da Windows.

La gestione della stampa avviene mediante funzione di anteprima o impaginazione. È anche possibile l'esportazione in formato DXF, BMP, WMF e JPG. Genera una accurata relazione in formato RTF personalizzabile che permette di selezionare a monte i moduli da generare, il formato della relazione, etc. Il programma è dotato di help sensibile al contesto e di manuale in formato PDF.

Lo Scrivente ha proceduto all'esame della documentazione a corredo del software impiegato ed all'esecuzione di analisi manuali volte a verificare la bontà degli esiti di calcoli eseguiti per via automatica attraverso tale programma.

k.3. SSAP 2010 release 5.2.2 - 2023

SSAP2010 è un software freeware completo per la verifica della stabilità dei pendii naturali e artificiali o con elementi di rinforzo. È uno strumento avanzato, sviluppato in più di 30 anni di lavoro. SSAP mette a disposizione degli utenti un set di strumenti originali per effettuare in modo

approfondito verifiche di stabilità utilizzando soli metodi di calcolo rigorosi basati sull'Equilibrio Limite e Innovativi Motori di generazione e ricerca delle superfici con minore Fattore di Sicurezza (Fs). Una interfaccia grafica Windows WIN 11 e una serie di strumenti software per l'assemblaggio del modello del pendio, per la visualizzazione grafica e per il reporting, completano il software.

k.3.1. Generalità

Gli elementi innovativi di questo strumento di calcolo rispetto al panorama dei software per la verifica della stabilità dei pendii sono i seguenti:

- Il modulo speciale di estrema versatilità per la gestione degli acquiferi: falde in pressione, piezometriche, falde sospese e acquicludi.
- I motori di ricerca delle superfici SNIFF RANDOM SEARCH e NEW RANDOM SEARCH.
- La modalità di esplorazione dello spazio (λ_0 , F_s0) per una maggiore stabilità numerica e affidabilità delle soluzioni (FS associato ad ogni superficie).
- La mappa del valore medio del FS locale costruita con due metodologie innovative.
- I metodi di calcolo che implementano gli effetti di stabilizzazione di opere come: terre armate, palificate, ancoraggi, gabbionate, muri, reti di acciaio ancorate.
- Multipli criteri di rottura quali: Mohor-Coulomb, Tresca, GSI-GHB, Barton (JRC), liquefazione (dinamica e statica).

SSAP2010 è caratterizzato da un codice che permette un funzionamento ottimizzato per spazio e velocità in ambiente Windows WIN 10,11 (64bit) e da una interfaccia grafica di facile utilizzo. Questo lavoro di ottimizzazione è stato finalizzato alla realizzazione di un software più affidabile e veloce per garantire i migliori standard a progettisti, tecnici e ricercatori. Il programma è costituito da un'unica console di comando strutturata con una serie di pulsanti per lanciare le differenti operazioni (caricamento di un modello del pendio, impostazioni di verifica, verifica, visualizzazione, generazione di DXF, reports, impostazioni di configurazione, etc.). Il programma utilizza una serie di strumenti esterni freeware per la visualizzazione dei file grafici o per la editazione dei dati.

Per facilitare l'utente nella costruzione dei modelli di pendio che SSAP2010 può interpretare, è stata realizzato il programma MAKEFILES che, progettato con una interfaccia utente specifica, permette di risparmiare tempo in questa fondamentale operazione preliminare alla operazione di verifica finale. Questo programma è stato studiato anche per permettere rapidamente l'apprendimento da parte dell'utente della struttura dei files dati. In questo senso MAKEFILES è completamente trasparente e l'utente può visualizzare i files dati direttamente mentre questi vengono assemblati. Inoltre è stato progettato un sistema di aiuto contestuale che fornisce direttamente, partendo dalla interfaccia utente, informazioni sulle opzioni, parametri e funzionalità disponibili, per mezzo di un sistema di navigazione interno nel manuale di riferimento (in formato PDF).

k.3.2. Metodi di calcolo

A partire dalla versione 4.0 nel programma SSAP viene utilizzato l'algoritmo di calcolo proposto da Zhu (2005) per il calcolo di Fs sviluppato per il metodo di calcolo Morgenstern & Price (1965). In SSAP2010 l'autore del software ha sviluppato, durante la sua attività di ricerca, una ulteriore generalizzazione del metodo consentendo di usare l'algoritmo di Zhu (2005) con i vari metodi di calcolo rigorosi, adottati più diffusamente nelle verifiche di stabilità, oltre a sviluppare un suo proprio metodo:

- Janbu rigoroso(1973);
- Spencer (1973);
- Sarma I (1973);
- Morgenstern & Price (1965);
- Chen e Morgestern (1983);
- Sarma II (1979);
- Borselli (2016).

I metodi rigorosi consentono di applicare il metodo dell'equilibrio limite in modo che la soluzione cercata sia staticamente garantita. Ovvero che venga contemporaneamente garantito sia l'equilibrio delle forze (verticali e orizzontali), sia l'equilibrio dei momenti.

Questi metodi di calcolo permettono un notevole salto qualitativo verso uno standard solitamente offerto da pacchetti software commerciali estremamente più costosi presenti sul mercato internazionale, mantenendo tuttavia nel programma delle caratteristiche originali come: 4 motori di ricerca diversi per la ricerca delle superfici con minor FS, come l'originale "sniff random search", e l'algoritmo di ricerca con "range dinamico", tutti sviluppati in modo originale dall'autore.

k.3.3. Motori di ricerca delle superfici con minor Fs

Gli algoritmi alla base della ricerca delle superfici sono stati nelle varie versioni di SSAP2010 costantemente testati e ottimizzati. Alcune novità introdotte permettono un notevole risparmio di tempo all'utente e una maggiore affidabilità dei risultati dell'analisi numerica condotta.

Il motore di ricerca "sniff random search" (rel. 3.3 novembre 2022), esclusiva del programma SSAP, sviluppato a partire dalla versione SSAP 2.7.1 (1997), è nato da una idea originale dell'autore e permette di superare tutte le incertezze che caratterizzano i metodi classici di ricerca in particolari situazioni con pendii molto complessi. Tutti i test condotti sopra i pendii di riferimento, utilizzati nella letteratura scientifica, indicano che il metodo, pur nella semplicità e facilità di uso che lo contraddistingue, fornisce risultati paragonabili, e in qualche caso migliori, ai più sofisticati e potenti metodi esistenti; come quelli di minimizzazione multidimensionale, nella ricerca delle superfici di scivolamento critiche.

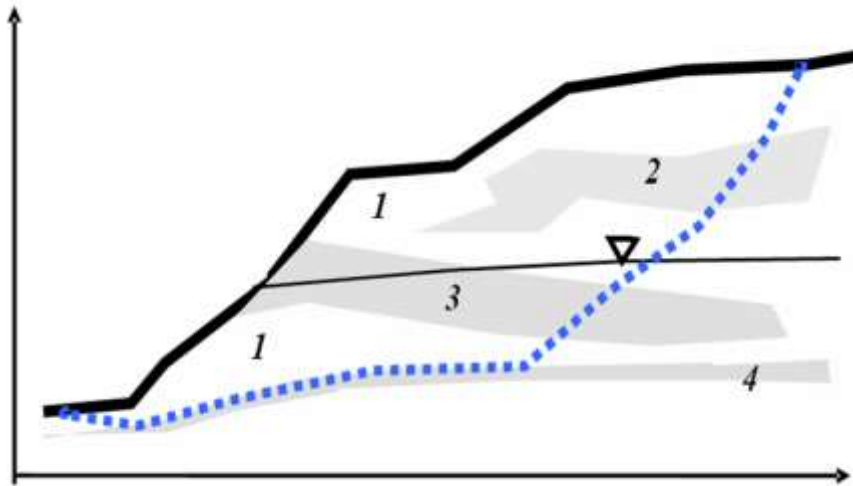


Figura 122 – Motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH (Borselli 2002) per generazione di superfici random che massimizzano il passaggio negli strati con caratteristiche locali peggiori (strato 4).

k.3.4. Modellazione del pendio

È possibile modellare sino a 20 strati, o lenti entro strato e elementi assimilabili (muri, fondazioni...)

Il metodo di modellazione è completo e rigoroso e consente di considerare la resistenza offerta da sistemi di tiranti, geogriglie/geosintetici, palificate, reti in aderenza ancorate, muri e gabbionate.

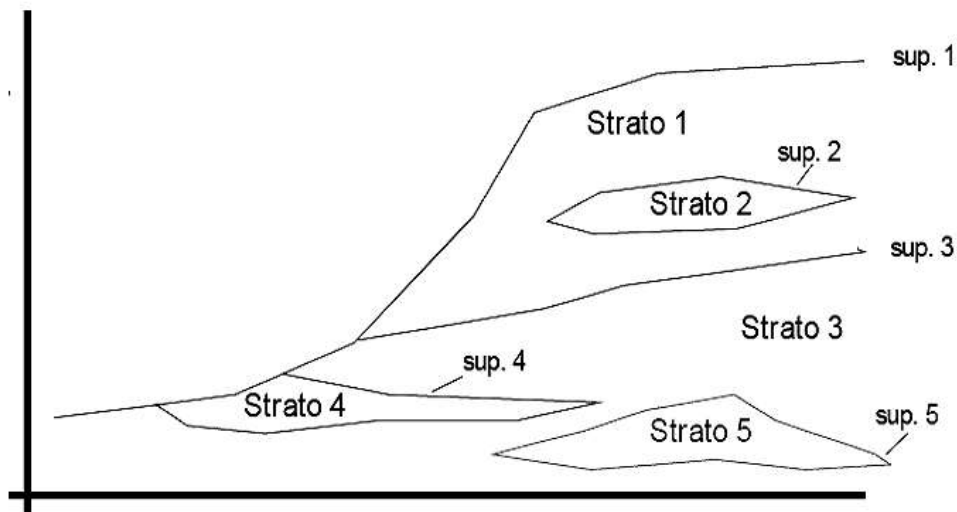


Figura 123 – Fino a 20 strati e lenti in uno stesso modello di pendio.

Vi è la possibilità caratterizzare geomeccanicamente gli ammassi rocciosi fratturati mediante il criterio di rottura di Hoek & Brown (1997) - Hoek et al. (2002) (GSI) e Barton-Bandis (1990) (JRC),

ed eseguire verifiche di stabilità allo scivolamento in pendii costituiti, del tutto o in parte, da ammassi rocciosi fratturati.

Inoltre, è possibile combinare in uno stesso pendio sia strati, o lenti, caratterizzati come terreni sciolti, sia strati, o lenti, caratterizzati come ammassi rocciosi fratturati usando il criterio di rottura di Hoek/GSI + Barton/JRC.

Il controllo stringente viene effettuato in modo automatico affinché nessuna parte delle superfici soggette a verifica violi, in base alla propria geometria locale, il principio di rottura di Mohr-Coulomb, Tresca, Hoek/GSI, Barton/JRC (entrambi generalizzati con involucro di rottura non lineare), e resistenza al taglio per condizioni di liquefazione post sisma.

Vi è la possibilità di inserire direttamente strutture di sostegno tipo palificate e valutare l'incremento del fattore di sicurezza indotto, attraverso un modello di calcolo e progettazione derivato da quello Ito e Matsui(1981) e Hassiotis et al (1997) o da quello proposto da Kumar et Hall. (2006)

Possono essere inserite reti in aderenza al pendio (in acciaio, a doppia torsione) ancorate e considerare la loro reazione passiva alle sollecitazioni deformative, seguendo il modello proposto da Borselli(2020).

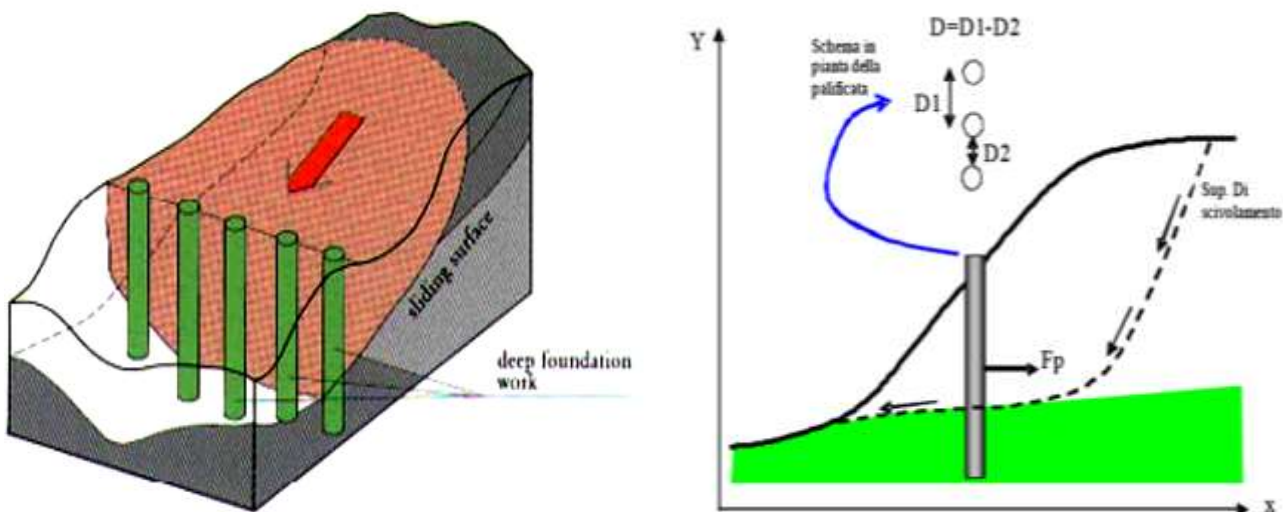


Figura 124 – Oltre a geosintetici-terre armate, tiranti-ancoraggi, muri e sovraccarichi distribuiti in SSAP possono essere inserite fino a 12 linee di palificate come elementi resistenti.

Sono state sviluppate routine di ottimizzazione degli algoritmi che stanno alla base dei motori di ricerca delle superfici, un filtro di sub-verifica per eliminare le superfici di scivolamento non fisicamente possibili (Sarma 1973) ed è stata inserita una opzione per effettuare verifica con ricerca automatica delle superfici di scivolamento con fessure di trazione in testa al pendio.

Una console per il controllo della stabilità numerica delle soluzioni, compatibilità NTC 2018 e analisi in condizioni sismiche pseudo-statiche.

Una finestra consente di visualizzare i diagrammi delle pressioni interne, del FS locale, e delle forze interne tangenziali e orizzontali entro la massa in scivolamento soggetta a verifica.

Vi sono sistemi di controllo e correzione automatica dei più comuni errori che sono a volte presenti nei files di input.

L'utilizzo di nuove strategie computazionali proposte anche da Zhu et al. (2003) consentono di eliminare i problemi di convergenza notoriamente esistenti nel metodo di calcolo di Janbu (1973) e negli altri metodi di calcolo rigorosi. Questi algoritmi sono stati ulteriormente sviluppati in modo originale, migliorati, testati e resi più affidabili in SSAP2010.

Infine, è possibile la completa verifica di superfici di scivolamento singole definite dall'utente.

k.3.5. Modulo gestione acquiferi

Una delle più nuove e importanti caratteristiche di SSAP2010 (già sperimentata e sviluppata nella versione SSAP2004) è il modulo completo per la gestione avanzata degli acquiferi presenti in un pendio. Lo scopo è quello di rendere più versatile, e più corrispondente alla realtà geologica-geotecnica, la componente delle pressioni interstiziali entro i vari strati che compongono il modello del pendio. Con questo modulo aggiuntivo è possibile:

- utilizzare la linea freatica, che usualmente definisce la tavola d'acqua eventualmente presente in un pendio, come livello piezometrico utile a calcolare la pressione interstiziale locale, nel caso di falde in pressione;
- escludere alcuni strati dal calcolo delle pressioni interstiziali e considerarli come acquicludi; ciò risulta utile per simulare la presenza di falde sospese e stati temporaneamente saturi sopra porzioni insature;
- cambiare il peso unitario del fluido (per l'acqua è 9.81 kN/m^3); ciò è utile per utilizzare una modalità alternativa di simulazione delle falde in pressione;
- nel caso di falde in pressione utilizzare un algoritmo, sviluppato in modo originale dall'autore, per simulare la dissipazione progressiva della pressione di pori in prossimità della superficie;
- escludere il calcolo del sovraccarico esterno di masse d'acqua nel caso di porzioni di pendio sommerso.; questa opzione consente ad esempio la simulazione di un effetto di svaso rapido in un bacino artificiale;
- considerare l'effetto destabilizzante delle forze e pressioni di filtrazione in un pendio saturo;
- considerare l'effetto destabilizzante di un tension cracks, riempito di acqua, in testa alla superficie di scivolamento considerata.

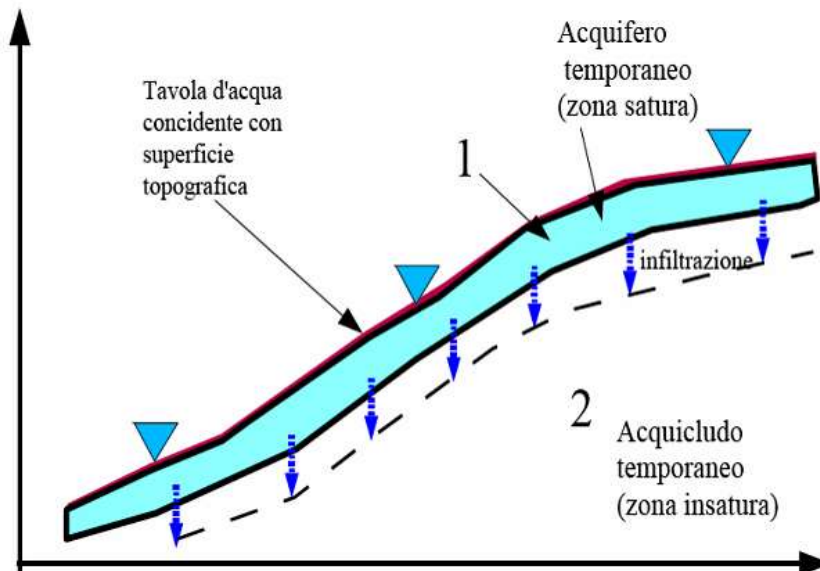



Figura 125 – Simulazione falda sospesa - zona saturata superficiale anche in evoluzione.

GESTIONE ACQUIFERI

ACQUIFERI DISATTIVABILI

- Acquifero Strato 1
- Acquifero Strato 2
- Acquifero Strato 3

CARATTERISTICHE FLUIDO



Gamma fluido (kN/m³)

Coefficiente A

Coefficiente K (non e' la permeabilita')

Uo minima (kPa)

Coefficiente di sovrappressione S

Limita Dissipazione a pressione idrostatica

GENERAZIONE MAPPA PRESSIONE FLUIDI

Attivare Mappa Pressioni Fluidi Scala Fonts nella mappa

Dimensione Griglia Mappa Pressioni

Nodi X X Nodi Y

Unita' di misura

kPa

MPa

GESTIONE PIEZOMETRICHE / FREATICHE

Esclusione sovraccarichi pendii sommersi

Esclusione sovraccarico (come pendio sommerso) entro le progressive:

Da (m) A (m)

Attiva effetto memoria pressione dei pori

ATTIVA CALCOLO EFFETTO FORZE E PRESSIONI DI FILTRAZIONE
Solo in caso di permeabilita' media $K_v > 0.00005$ m/s ,secondo teoria di Stark et al. (2014)

Prima di modificare i valori PRE-IMPOSTATI dal programma delle CARATTERISTICHE DEL FLUIDO ricordarsi che è necessario leggere con attenzione il manuale tecnico del programma. Un utilizzo improprio di queste procedure può portare a importanti effetti sui risultati delle verifiche!!

HELP

Figura 126 – Interfaccia del modulo di gestione acquiferi in SSAP2010.

La novità del modulo di gestione degli acquiferi è una possibilità che permette un notevole incremento delle funzionalità del codice SSAP. Tuttavia è necessario far presente due aspetti:

- che l'utilizzo delle nuove funzioni è una modalità avanzata che è suggerita solo in situazioni particolari e che l'applicazione di queste funzionalità può alterare in modo rilevante la risposta in termini di stabilità globale;
- il non utilizzo delle nuove funzionalità non altera in alcun modo la risposta, in termini di stabilità, attesa dalle tecniche classiche di verifica.

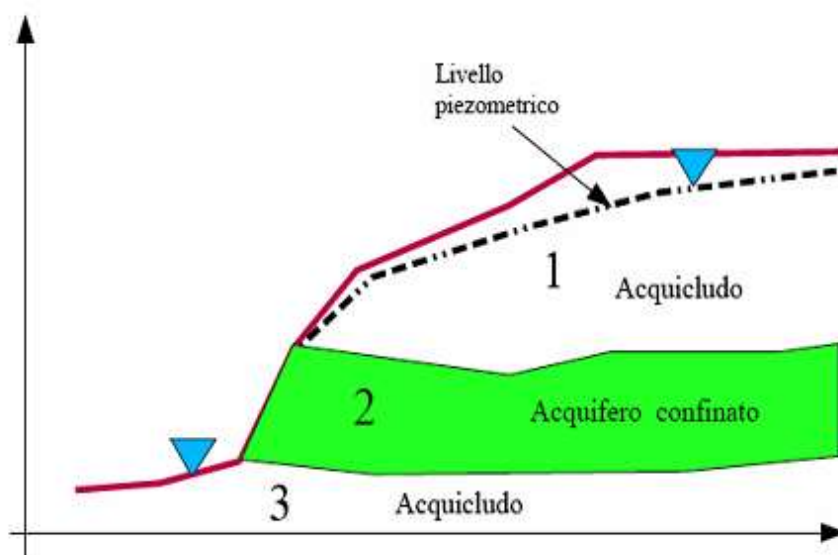


Figura 127 – Simulazione acquiferi confinati.

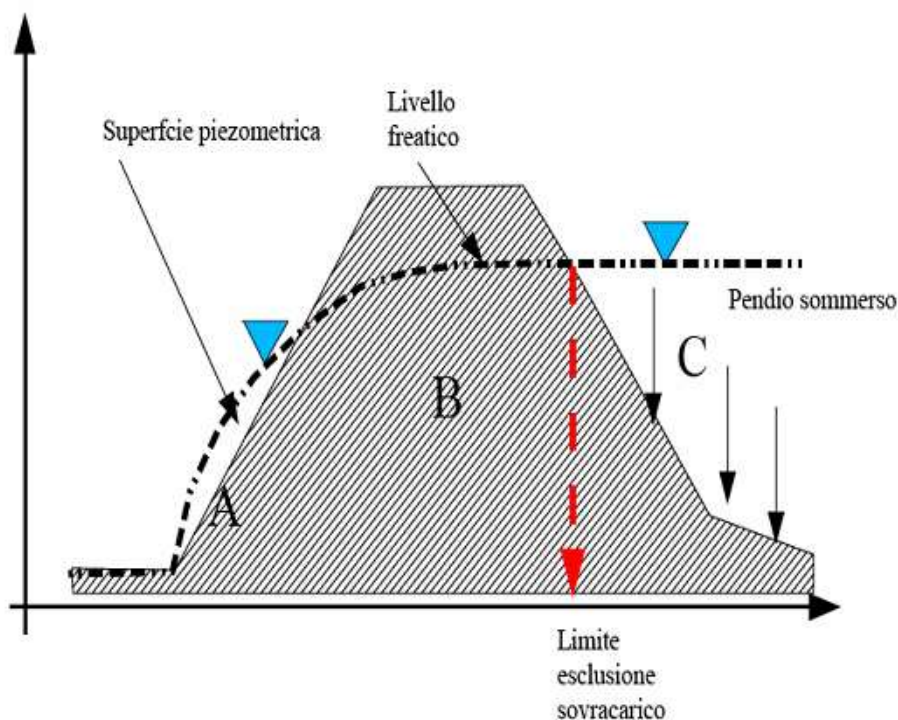


Figura 128 – Simulazione piezometriche esterne al pendio caso di diga in terra

k.3.6. Visualizzazione grafica pendii e superfici

Un apposito modulo consente di creare automaticamente files DXF contenenti il modello del pendio, le superfici critiche e tutte le informazioni relative alla verifica di stabilità.

I files DXF prodotti (versione DXF R12) sono compatibili con AUTOCAD (Autocad2000 e superiori, Autocad LT, etc.).

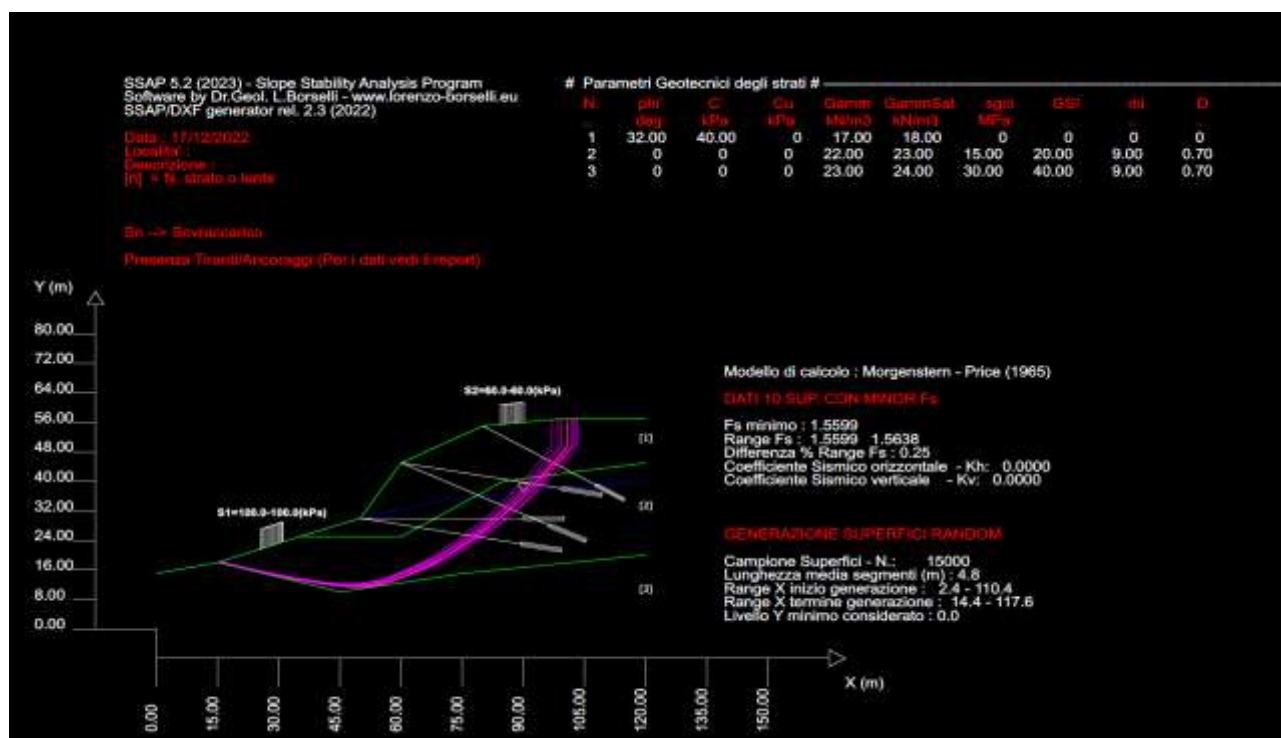


Figura 129 – Esempio di rappresentazione grafica delle superfici di scivolamento attraverso file DXF.

I files DXF vengono prodotti in tempo reale ogni volta che si desidera visualizzare il modello del pendio o i risultati, anche parziali, della verifica.

Un programma esterno di visualizzazione dei file DXF è richiamato automaticamente da SSAP2010 ogni volta che è necessario visualizzare uno dei grafici.

k.3.7. Sistema di aiuto contestuale

Un efficiente sistema di aiuto contestuale è attivato cliccando sul bottone HELP di ogni finestra della interfaccia utente. Se ci si trova nella console principale, viene attivato il sistema di aiuto generale che permette di scegliere tra una lista di argomenti diversi. Il programma permette di aprire il file PDF del Manuale di Riferimento alla voce selezionata. Nelle altre finestre dell'interfaccia il manuale si apre alla pagina che tratta l'argomento pertinente.

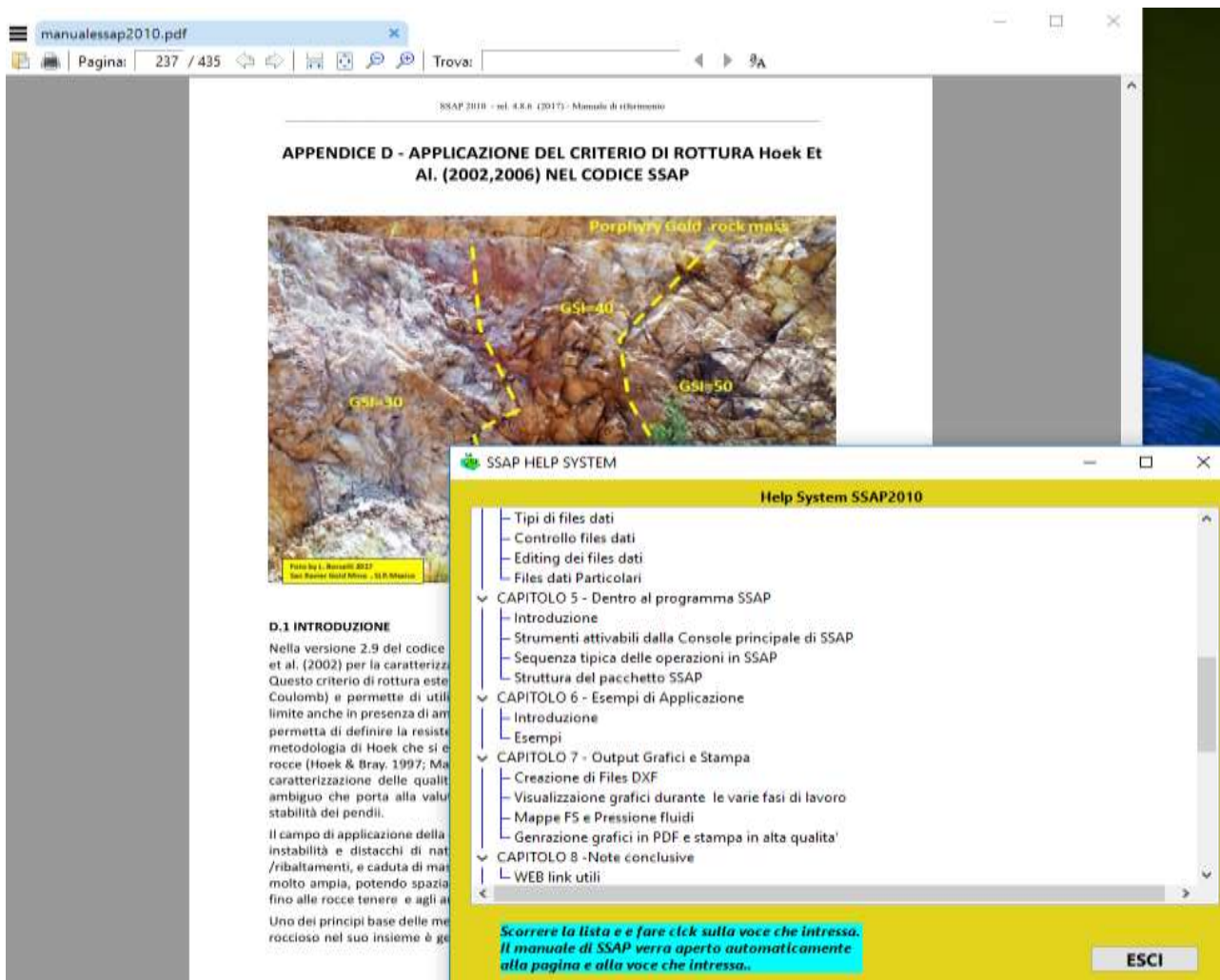


Figura 130 – Sistema HELP di assistenza del fruitore del software.

k.3.8. Reporting

Un report sotto forma di un file di testo strutturato viene generato a richiesta, con un click del mouse successivamente a ogni analisi effettuata.

Il report presenta, sotto forma di tabelle strutturate tutte le informazioni del modello del pendio, le condizioni generali di verifica, i risultati e la analisi della analisi. Il file di testo può essere trasportato in un documento Microsoft Word, mantenendo la formattazione originale usando il font Courier New già presente in tutti i sistemi Windows.

k.3.9. Autore del software

Il software è stato sviluppato dal Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D., Professor of Geotechnics and Engineering Geology Instituto de Geologia, Facultad De Ingegneria Universidad Autonoma de San Luis Potosì (UASLP), Av. Dr. Manuel Nava 5, C.P. 78240 San Luis Potosì, S.L.P. – Mexico, Ricercatore Associato presso il CNR – IRPI, Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica (Italia).

L'attività di ricerca e didattica di Lorenzo Borselli (e-mail: lborselli@gmail.com; personal web page and CV: <https://www.lorenzo-borselli.eu>) è attualmente distribuita nei seguenti settori:

- Modellistica della meccanica del suolo, meccanica degli ammassi rocciosi, movimenti di massa superficiali e profondi;
- Sviluppo di tecniche statistiche e matematiche avanzate nei settori della idrologia superficiale ed erosione del suolo, della modellistica geotecnica e delle scienze della terra Software per la verifica di stabilità dei pendii, modellistica e analisi dati in scienze della terra e ingegneria geotecnica (quindi non solo SSAP)
- Modellistica dell'erosione idrica del suolo e idrologia superficiale.

PUNTO I) STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE: FASI DI REALIZZAZIONE DELL'OPERA

Per la realizzazione dell'opera in conglomerato cementizio armato a presidio del versante alla sommità del quale si colloca Via Marignano, si prevede l'attuazione delle seguenti fasi:

- Realizzazione di pali trivellati del diametro di 80 cm disposti a quinconce (interasse longitudinale 120 cm e trasversale di 100 cm) tali da impostarsi a profondità di 17 e 18 metri rispettivamente in corrispondenza della nuova bretella di raccordo e al piede della scarpata a margine di Via Marignano. Per la formazione dei pali si farà ricorso a calcestruzzo di classe C25/30.
- Esecuzione degli scavi funzionali alla formazione della trave di correa.
- Scapitozzatura della testa dei pali.
- Realizzazione dei getti di pulizia in calcestruzzo magro.
- Installazione delle armature della trave di correa e delle barre di ripresa per la formazione del muro di sostegno a margine della bretella di raccordo.
- Montaggio dei casseri e realizzazione dei getti di calcestruzzo di classe C35/45 per la formazione della trave di correa.
- Installazione delle armature verticali, principali, e orizzontali, di ripartizione, funzionali alla formazione del muro di sostegno a margine di parte della bretella di raccordo della Strada Vicinale del Tario con Via Marignano.
- Montaggio dei casseri e realizzazione dei getti di calcestruzzo di classe C35/45 per la formazione del muro di sostegno a margine della bretella di raccordo.

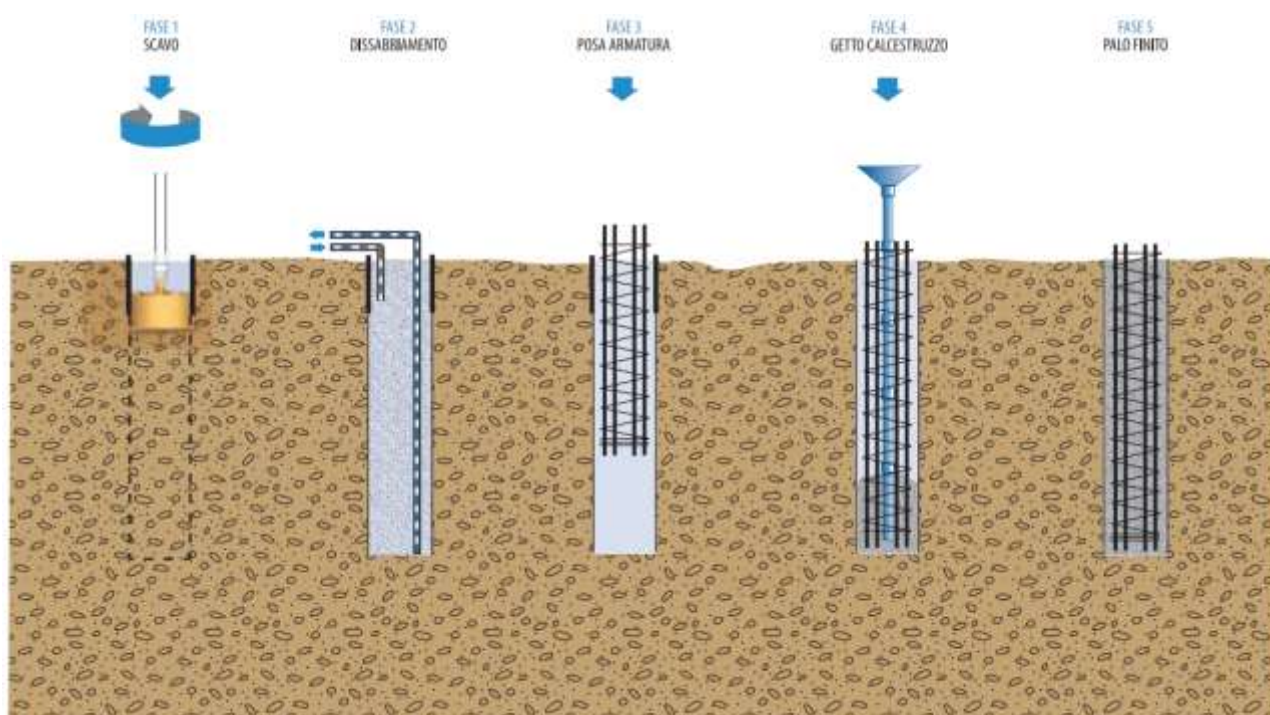
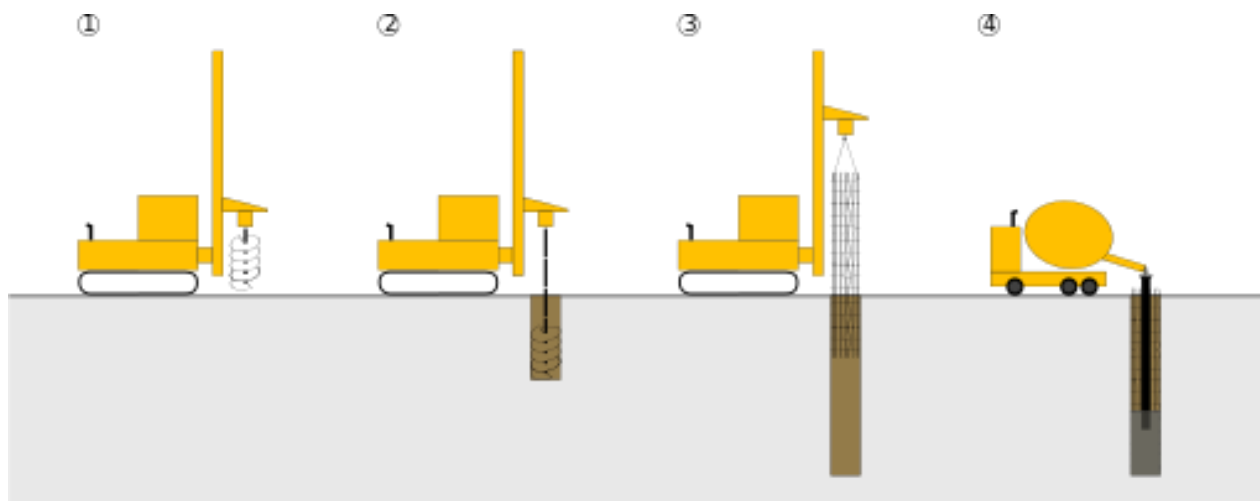


Figura 131 – Fasi di realizzazione di un palo trivellato (fonte: TREVI S.p.A.).

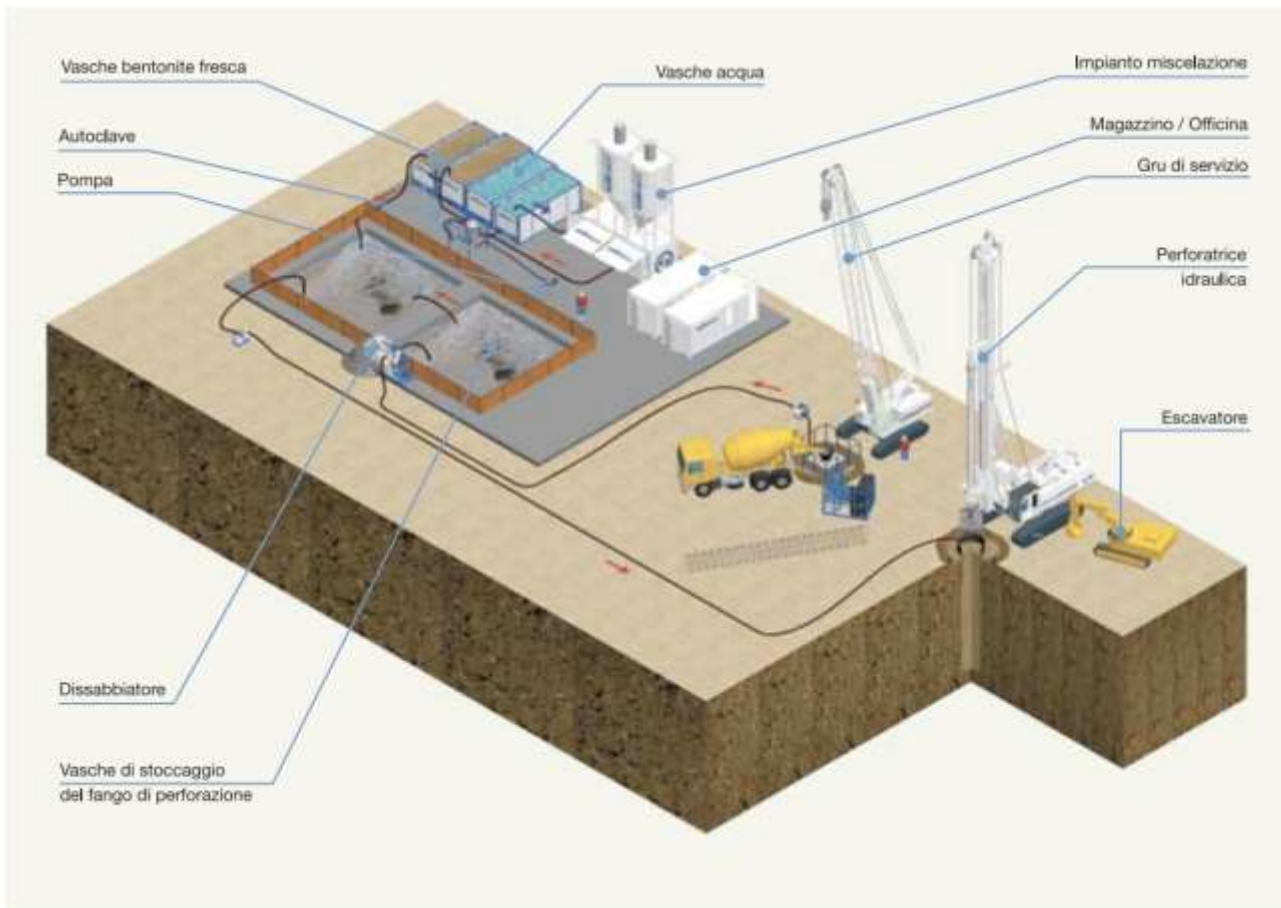


Figura 132 – Realizzazione di pali trivellati con fanghi bentonitici (fonte: TREVI S.p.A.).

PUNTO m) VALUTAZIONI IN MERITO ALLE MODALITÀ DI INSTALLAZIONE DELLA STRUTTURA IN PROGETTO

Le scelte operate ai fini dell'individuazione della soluzione strutturale più appropriata sono state influenzate dall'ubicazione dell'area interessata dalla realizzazione del nuovo presidio, dalla morfologia della stessa e dal sistema di accessi che consentono di raggiungere le zone di lavoro.

Il posizionamento della paratia di pali al piede della scarpata settentrionale di Via Marignano consentirà di contenere il cimento flessionale dei pali e risulta di piuttosto agevole realizzazione in quanto le aree nell'ambito delle quali si troveranno ad intervenire le diverse macchine operatrici sono accessibili dall'attuale ingresso lato ovest alla strada vicinale.

Tuttavia, la presenza di linee aeree di ENEL e TELECOM pongono evidenti problemi di interferenza che si ritiene debbano essere risolti attraverso il parziale spostamento di tali impianti.

La macchina perforatrice sarà caratterizzata da una altezza dell'ordine di 9÷10 metri e, quindi, di dimensioni tali da trovare ostacolo in corrispondenza dei cavi attualmente presenti.

Analogamente, anche le dimensioni della pompa autocarrata che, presumibilmente, potrà essere impiegata nella formazione della trave di correa¹, sono tali da non ammettere la presenza di elementi aerei interferenti o, comunque, richiedere l'attuazione di rigorose procedure operative in maniera tale da non impattare con i cavi.



Figura 133 – *Futura area di cantiere.*

¹ In realtà, la collocazione della trave di correa è tale che si potrà prevedere la realizzazione dei getti direttamente attraverso le autobetoniere mediante le canale delle quali le medesime sono provviste, percorrendo la strada a margine dell'opera che si andrà a realizzare. Analogamente, il getto di conglomerato cementizio per la formazione del muro di sostegno a margine della nuova bretella di collegamento potrà essere effettuato attraverso idonee canale collocando le autobetoniere in punti prossimi alle zone di getto.



Figura 134 – *Scarpata al piede della quale si prevede di realizzare a paratia in progetto.*



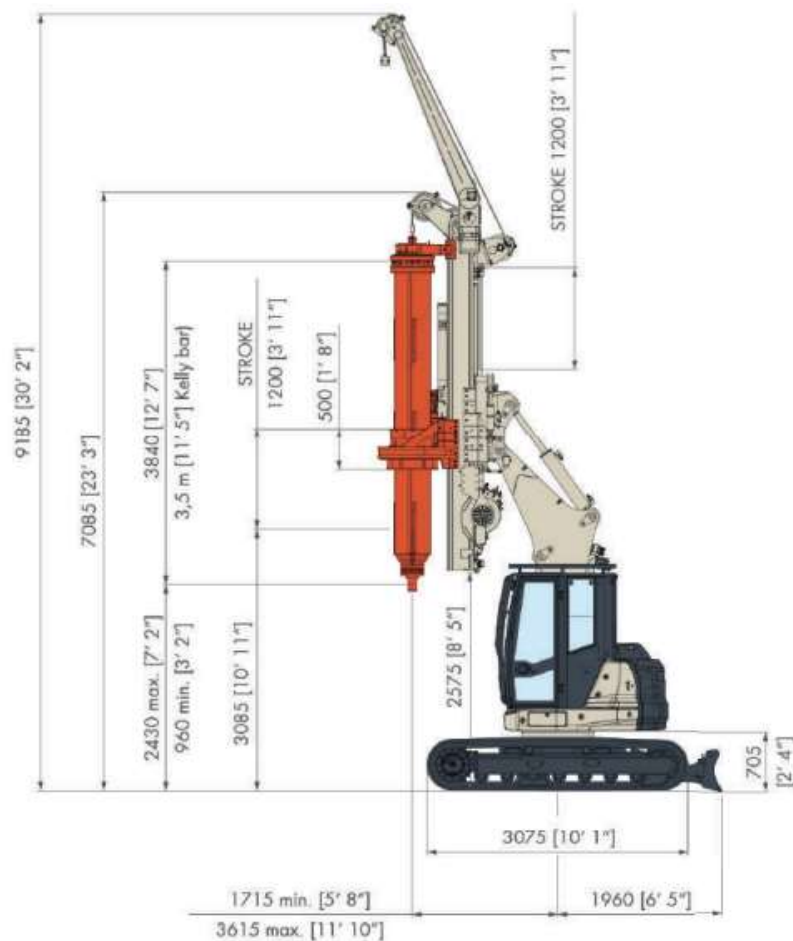
Figura 135 – *Dettaglio delle linee aeree presenti nell'area che sarà interessata dalla realizzazione della opere in progetto.*



Figura 136 – Zona che sarà interessata dalla realizzazione della nuova bretella di raccordo della strada vicinale con Via Marignano.



Figura 137 – Esempio di macchina perforatrice (fonte: COMACCHIO S.p.A.).



CPD (Cylinder Pull Down)	m.s.	i.s.		
Nominal max. torque	kNm	lbf-ft	44 at 35 MPa	32,450 at 5,076 psi
Max. torque	kNm	lbf-ft	35 at 28 MPa	25,800 at 4,060 psi
Engine power rating	kW	hp	54 at 2100 rpm	73 at 2100 rpm
Max. pile diameter	mm	ft-in	750 - 1.000 ¹	2' 6" - 3' 3" ¹
Max. pile depth	mm	ft-in	27.000 ²	88' 7" ²
Operating weight w/o tool	kg	lbs	15.000 ³	95,000 ³
NOTES	(1) Tool under mast		(3) c/w 7 x 2,7 m (7 x 8'10") long Kelly bar	
	(2) Using 9 elements locking kelly bar			

Figura 138 – Geometria e dati tecnici relativi ad una macchina perforatrice del tipo di quella che potrà essere impiegata nella formazione della paratia in progetto (fonte: COMACCHIO S.p.A.).



Figura 139 – Posa delle armature di un palo (fonte: TREVI S.p.A.).



DIMENSIONI		RY	SRY
Lunghezza telaio (A)	mm	5600	5650
Lunghezza max (B)	mm	6800	6850
Baricentro (G)	mm	2310	2650
Altezza max	mm	2800	
Larghezza max	mm	2395	
Peso complessivo a vuoto	Kg	4444	5094

Figura 140 – Dimensioni betoniera tipo CIFA.



		B4Z 30/26
Diametro tubazioni	mm	125
Max. altezza verticale	m	29,7
Max. distanza in orizzontale (dal centro dell'asse di rotazione)	m	25,6
Min. altezza d'apertura	m	7,5
Numero di sezioni		5
Angolo apertura 1ª sez.		90°
Angolo apertura 2ª sez.		180°
Angolo apertura 3ª sez.		237°
Angolo apertura 4ª sez.		245°
Angolo di rotazione		+/-270°
Lunghezza tubo terminale in gomma	m	4

Figura 141 – Pompa autocarrata per getti di calcestruzzo con braccio da 30 m.



Figura 142 – Pompe autocarrate per getti di calcestruzzo.

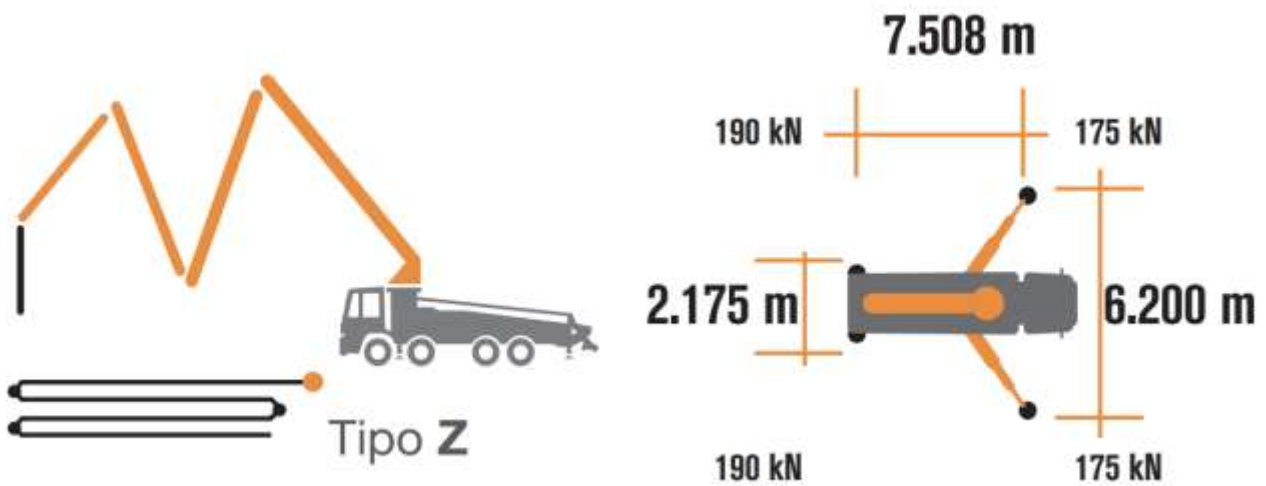


Figura 143 – Pompa autocarrata per getti di calcestruzzo con braccio da 30 m: dimensioni e ingombro planimetrico in fase di esercizio.

PUNTO n) PROGETTAZIONE PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

Nell'ambito del presente capitolo si riporta parte dei calcoli eseguiti per il dimensionamento e la verifica dei diversi elementi che andranno a comporre l'opera in epigrafe. Nello specifico, si espongono:

- Il dimensionamento delle armature del muro di sostegno a margine della bretella di raccordo della Strada Vicinale del Tario con Via Marignano.
- Il dimensionamento e la verifica delle armature dei pali e della trave di correa nella zona interessata dalla succitata bretella.
- Il dimensionamento e la verifica delle armature dei pali e della trave di correa nella porzione che vedrà la collocazione della paratia al piede della scarpata a Nord di Via Marignano.

n.1. Dimensionamento delle armature e verifica del muro di sostegno a margine della bretella di raccordo

Si esegue la progettazione delle armature del muro di sostegno che si prevede di realizzare lungo il margine nord-occidentale della bretella di raccordo della Strada Vicinale del Tario con Via Marignano.

n.1.1. Individuazione delle spinte sulla parete generate dalla sovrastruttura stradale

In questa sede si riportano le valutazioni svolte ai fini dell'individuazione delle spinte sulla parete in c.a. che si prevede di realizzare, tenendo conto della massima altezza che la medesima assumerà in base a quanto stabilito dal progetto stradale.

Il massimo dislivello fra la livelletta di progetto e quella dell'attuale innesto della strada vicinale su Via Marignano è pari a circa 1,37 m. Tenuto conto che la trave di correa sarà realizzata in maniera tale che l'estradosso della medesima non superi l'attuale piano stradale, si può prevedere la necessità di un muro di almeno 1,40 m di altezza; pertanto, in questa sede, a favore di sicurezza si considera una altezza di 1,50 m.

$$h = 150 \text{ cm}$$

In ragione della tipologia di materiali che andranno a formare il rilevato e del grado di compattazione che sarà attribuito agli stessi, si assume:

$$\gamma_t = 22 \text{ kN/m}^3 = 2200 \text{ daN/m}^3$$

Inoltre, si potrebbe assumere

$$\varphi = 40^\circ$$

ma a favore di sicurezza si considera

$$\varphi = 30^\circ$$

Pertanto,

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0,333$$

Conseguentemente, la massima pressione generata dal terreno è pari a

$$p_{t,k} = \gamma_t \cdot h \cdot \lambda_a = 2200 \cdot 1,50 \cdot 0,333 = 1099 \text{ daN/m}^2 \rightarrow 1100 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{t,d} = \gamma_{G1} \cdot p_{t,k} = 1,3 \cdot 1100 = 1430 \text{ daN/m}^2$$

Considerando una porzione di muro di larghezza unitaria si ha:

$$i = 1,00 \text{ m}$$

$$q_{t,k} = i \cdot p_{t,k} = 1,00 \cdot 1100 = 1100 \text{ daN/m}$$

$$q_{t,d} = i \cdot p_{t,d} = 1,00 \cdot 1430 = 1430 \text{ daN/m}$$

Le spinte valgono complessivamente

$$S_{t,k} = \frac{q_{t,k} \cdot h}{2} = \frac{1100 \cdot 1,50}{2} = 825 \text{ daN}$$

$$S_{t,d} = \frac{q_{t,d} \cdot h}{2} = \frac{1430 \cdot 1,50}{2} = 1073 \text{ daN}$$

I punti di applicazione delle risultanti individuate sono collocati ad una distanza dalla base del paramento pari a

$$y_t = \frac{h}{3} = \frac{1,50}{3} = 0,50 \text{ m}$$

n.1.2. Individuazione delle spinte sulla parete generate dai carichi mobili distribuiti uniformemente sulla superficie viabile

Si procede, ora, all'individuazione delle spinte generate da un carico mobile uniformemente distribuito di intensità pari a 900 daN/m² (Schema di Carico 1):

$$p_{Q1} = 900 \text{ daN/m}^2$$

$$h = 150 \text{ cm}$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0,333$$

$$\gamma_Q = 1,35$$

$$p_{Q1,k} = p_{Q1} \cdot \lambda_a = 900 \cdot 0,333 = 300 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{Q1,d} = \gamma_Q \cdot p_{Q1,k} = 1,35 \cdot 300 = 405 \text{ daN/m}^2$$

Considerando una porzione di muro di larghezza unitaria si ha:

$$i = 1,00 \text{ m}$$

$$q_{Q1,k} = i \cdot p_{Q1,k} = 1,00 \cdot 300 = 300 \text{ daN/m}$$

$$q_{Q1,d} = i \cdot p_{Q1,d} = 1,00 \cdot 405 = 405 \text{ daN/m}$$

Le spinte valgono complessivamente

$$S_{Q1,k} = q_{Q1,k} \cdot h = 300 \cdot 1,50 = 450 \text{ daN}$$

$$S_{Q1,d} = q_{Q1,d} \cdot h = 405 \cdot 1,50 = 608 \text{ daN}$$

Si esegue un nuovo calcolo considerando i carichi uniformemente distribuiti relativi allo

Schema di Carico 5:

$$p_{Q5} = 500 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{Q5,k} = p_{Q5} \cdot \lambda_a = 500 \cdot 0,333 = 167 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{Q5,d} = \gamma_Q \cdot p_{Q5,k} = 1,35 \cdot 167 = 226 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{Q5,k} = i \cdot p_{Q5,k} = 1,00 \cdot 167 = 167 \text{ daN/m}$$

$$q_{Q5,d} = i \cdot p_{Q5,d} = 1,00 \cdot 226 = 226 \text{ daN/m}$$

$$S_{Q5,k} = q_{Q5,k} \cdot h = 167 \cdot 1,50 = 251 \text{ daN}$$

$$S_{Q5,d} = q_{Q5,d} \cdot h = 226 \cdot 1,50 = 339 \text{ daN}$$

I punti di applicazione delle risultanti individuate sono collocati ad una distanza dalla base del paramento pari a

$$y_q = \frac{h}{2} = \frac{1,50}{2} = 0,75 \text{ m}$$

n.1.3. Individuazione delle spinte sulla parete generate dai carichi mobili concentrati (tandem)

Si individuano le spinte generate da carichi tandem relativi allo Schema di Carico 1. Tenuto conto delle finalità del calcolo e della tipologia di elemento in progetto, si riconducono i carichi concentrati a due carichi per unità di lunghezza tenuto conto che l'interasse in senso trasversale fra i semiassi indicato dalla norma è di 200 cm e l'interasse fra gli assi è di 120 cm; pertanto,

$$Q_{1,k} = 300 \text{ kN/m}^2 = 30000 \text{ daN/m}^2$$

$$F_{1,k} = \frac{Q_{1,k}}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ kN} = 15000 \text{ daN}$$

$$q_{1,k} = \frac{F_{1,k}}{i} = \frac{150}{1,20} = 125 \text{ kN/m} = 12500 \text{ daN/m}$$

Per l'individuazione delle pressioni effettive e medie nonché del punto di applicazione della risultante delle medesime, lo Scrivente ha elaborato un apposito foglio di calcolo. Di seguito si riportano gli esiti del calcolo eseguito sotto forma di grafici che illustrano l'andamento delle pressioni generate dal carico più prossimo al paramento (linea continua rossa), di quello più distante (linea

continua arancione) e della risultante dei due (linea continua blu). Le linee tratteggiate danno conto del valore medio delle pressioni.

L'individuazione delle pressioni è stata attuata sulla base delle seguenti ipotesi:

$$q_{1,k,1} = 125 \text{ kN/m} = 12500 \text{ daN/m}$$

$$q_{1,k,2} = 125 \text{ kN/m} = 12500 \text{ daN/m}$$

$$x_1 = 0,50 \text{ m}$$

$$x_2 = 2,50 \text{ m}$$

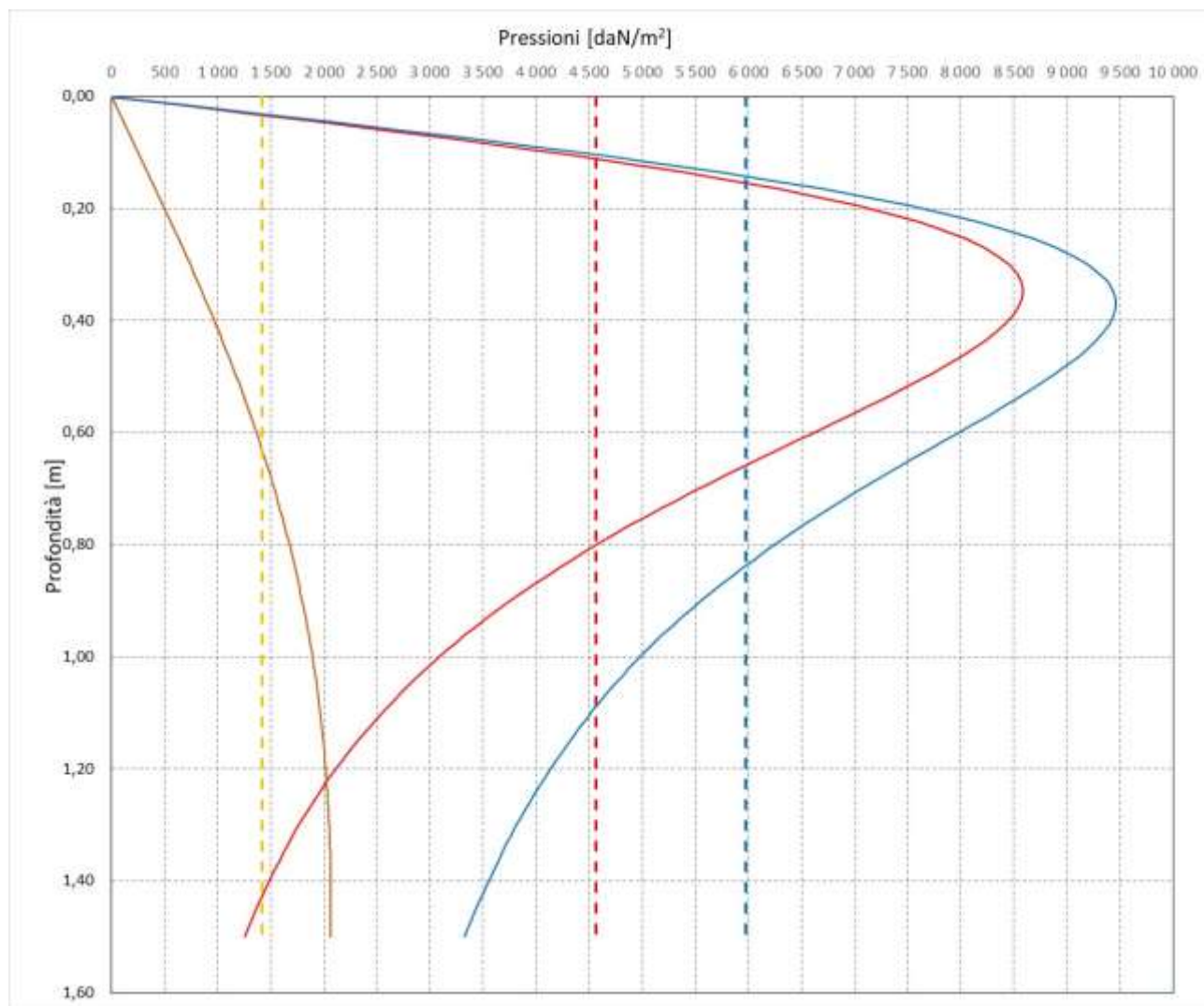


Figura 144 – Diagrammi delle spinte generate dai carichi mobili individuate nell'ipotesi di terreno (sovrastuttura stradale) assimilata ad un semispazio elastico (alla Boussinesq).

Le pressioni medie massime valgono

$$p_{F1,k} = 5978 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{F1,d} = \gamma_Q \cdot p_{F1,k} = 1,35 \cdot 5978 = 8070 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{F1,k} = i \cdot p_{F1,k} = 1,00 \cdot 5798 = 5798 \text{ daN/m}$$

$$q_{F1,d} = i \cdot p_{F1,d} = 1,00 \cdot 8070 = 8070 \text{ daN/m}$$

$$S_{F1,k} = q_{F1,k} \cdot h = 5798 \cdot 1,50 = 8697 \text{ daN}$$

$$S_{F1,d} = q_{F1,d} \cdot h = 8070 \cdot 1,50 = 12105 \text{ daN}$$

I punti di applicazione delle risultanti individuate, in ragione di quanto desunto attraverso il foglio di calcolo elaborato, sono collocati ad una distanza dalla base del paramento pari a

$$y_F = 0,84 \text{ m}$$

n.1.4. Individuazione delle spinte generate dall'impatto di veicoli

Secondo quanto indicato al punto 3.6.3.3.2 delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 ("Traffico veicolare sopra i ponti") in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

Ipotizzando l'installazione di una barriera del tipo di quella di seguito rappresentata, avente altezza di 85 cm e tenendo conto che è ragionevole ipotizzare una porzione reagente di larghezza almeno pari a 4 m (ampiezza di due interassi dei montanti di sostegno della barriera), si ricava quanto segue:

$$F_{U,k} = 100 \text{ kN} = 10000 \text{ daN}$$

$$q_{U,k} = \frac{100}{4} = 25 \text{ kN/m} = 2500 \text{ daN/m}$$

$$q_{U,d} = \gamma_Q \cdot q_{U,k} = 1,35 \cdot 25 = 33,75 \text{ kN/m} = 3375 \text{ daN/m}$$

$$S_{U,k} = q_{U,k} \cdot i = 2500 \cdot 1,00 = 2500 \text{ daN}$$

$$S_{U,d} = q_{U,d} \cdot i = 3375 \cdot 1,00 = 3375 \text{ daN}$$

Forze applicate ad una quota rispetto alla base del paramento pari a

$$y_{Su} = 0,85 - 0,10 + 1,50 = 2,25 \text{ m}$$



LEGNO	Douglas trattato senza cromo
CERTIFICAZIONE	CE
LARGHEZZA DI FUNZIONAMENTO	W ₅
ALTEZZA FUORI TERRA	110 cm
PROFONDITÀ DI INFISSIONE	-
INGOMBRO TRASVERSALE	43 cm
INTERASSE PALI	200 cm
ESTENSIONE BARRIERA TESTATA	92 ml terminali inclusi
DIMENSIONI PALO	HEA 100
DIMENSIONI PIASTRA	250 x 300 x 20 mm

Figura 145 – Esempio di barriera di sicurezza del tipo di quella che si prevede di installare lungo la bretella di raccordo.

n.1.5. Dimensionamento armature muro in c.a.

Si procede al dimensionamento delle armature del muro in ragione delle spinte individuate ai punti precedenti.

- Spinta generata dalla sovrastruttura stradale:
 $S_{t,d} = 1073 \text{ daN}$
 $y_t = 0,50 \text{ m}$
- Spinta massima per carico distribuito per unità di superficie:
 $S_{q1,d} = 608 \text{ daN}$
 $y_q = 0,75 \text{ m}$
- Spinta massima per carichi distribuiti per unità di lunghezza:
 $S_{F1,d} = 12105 \text{ daN}$
 $y_F = 0,84 \text{ m}$
- Spinta determinata dall'urto di veicoli:

$$S_{U,d} = 3375 \text{ daN}$$

$$y_{Su} = 2,25 \text{ m}$$

Combinando gli effetti delle spinte generate dalla sovrastruttura stradale con quelli dovuti ai carichi variabili, si ottengono le seguenti sollecitazioni:

- Carico variabile distribuito per unità di superficie:

$$V_{Ed} = S_{t,d} + S_{Q1,d} = 1073 + 608 = 1681 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = S_{t,d} \cdot y_t + S_{Q1,d} \cdot y_q = 1073 \cdot 0,50 + 608 \cdot 0,75 = 992,50 \text{ daNm} = 99250 \text{ daNcm}$$

- Spinta massima per carichi distribuiti per unità di lunghezza:

$$V_{Ed} = S_{t,d} + S_{F1,d} = 1073 + 12105 = 13178 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = S_{t,d} \cdot y_t + S_{F1,d} \cdot y_F = 1073 \cdot 0,50 + 12105 \cdot 0,84 = 10704,70 \text{ daNm} = 1070470 \text{ daNcm}$$

- Spinta determinata dall'urto di veicoli:

$$V_{Ed} = S_{t,d} + S_{U,d} = 1073 + 3375 = 4448 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = S_{t,d} \cdot y_t + S_{Su,d} \cdot y_{Su} = 1073 \cdot 0,50 + 4448 \cdot 2,25 = 10544,50 \text{ daNm} = 1054450 \text{ daNcm}$$

Alla luce di tutto quanto considerato e valutato, le sollecitazioni massime alla base del muro sono le seguenti:

$$V_{Ed} = 13178 \text{ daN} \rightarrow 13200 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1070470 \text{ daNcm} \rightarrow 1100000 \text{ daNcm}$$

Sapendo che

$$c = 55 \text{ mm} = 5,5 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} = 1,6 \text{ cm}$$

$$d' = c + \frac{\phi}{2} = 55 + \frac{16}{2} = 55 + 8 = 63 \text{ mm} \rightarrow 65 \text{ mm} = 6,5 \text{ cm}$$

$$s = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$d = s - d' = 400 - 65 = 335 \text{ mm} = 33,5 \text{ cm}$$

$$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 45 = 37,35 \text{ N/mm}^2 = 373,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{37,35}{1,50} = 21,2 \text{ N/mm}^2 = 212 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ N/mm}^2 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Si ricava la seguente armatura minima

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1100000}{0,9 \cdot 33,5 \cdot 3913} = 9,32 \text{ cm}^2$$

Si prevede il ricorso a barre $\phi 16$ disposte ad un passo di 20 cm; pertanto, in una striscia di parete di larghezza unitaria si ha:

$$A_s = 5 \cdot 2,01 = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{10,05 \cdot 3913}{0,8 \cdot 100 \cdot 212} = 2,32 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 10,05 \cdot 3913 \cdot (33,5 - 0,4 \cdot 2,32) = 1280915 \text{ daNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1100000}{1280915} = 0,86 < 1$$

La verifica a flessione è soddisfatta.

Al fine di controllare la bontà del calcolo manuale, si esegue la verifica con l'ausilio del software VcaSlu messo a punto dal Prof. Piero Gelfi dell'Università degli Studi di Brescia.

Titolo : _____

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	33,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U.

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

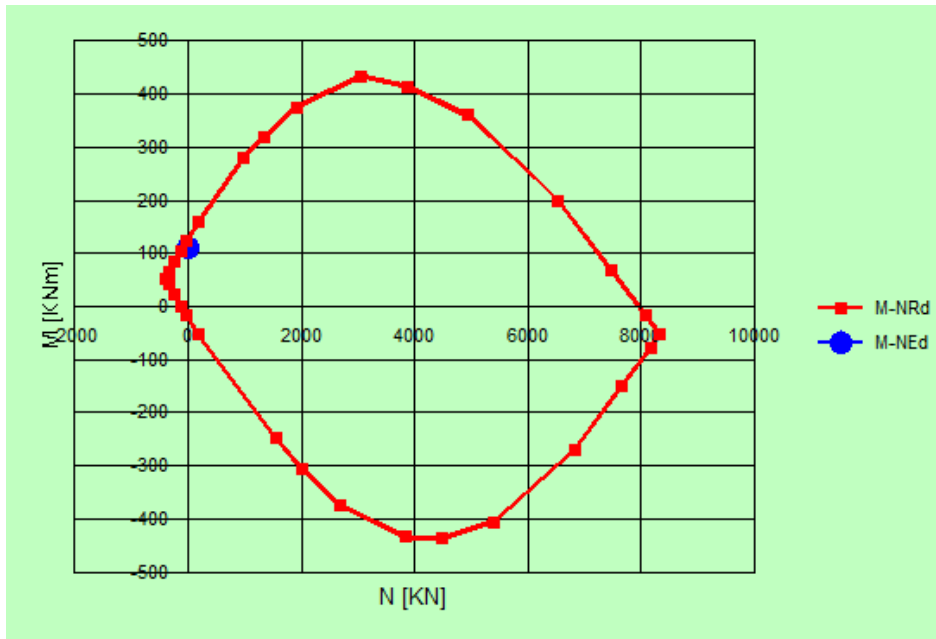
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Calcoli e Parametri

 L_0 cm
 Precompresso

Diagramma
 N° rett.
 Diagramma di una sezione rettangolare con un rettangolo interno che rappresenta la zona di acciaio snervato. L'asse orizzontale è la forza normale N e l'asse verticale è il momento M. Un punto N è indicato nel diagramma.



$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1100000}{1277000} = 0,86 < 1$$

Considerando una armatura doppia simmetrica si ottiene:

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	6,5
2	10,05	33,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C35/45**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

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

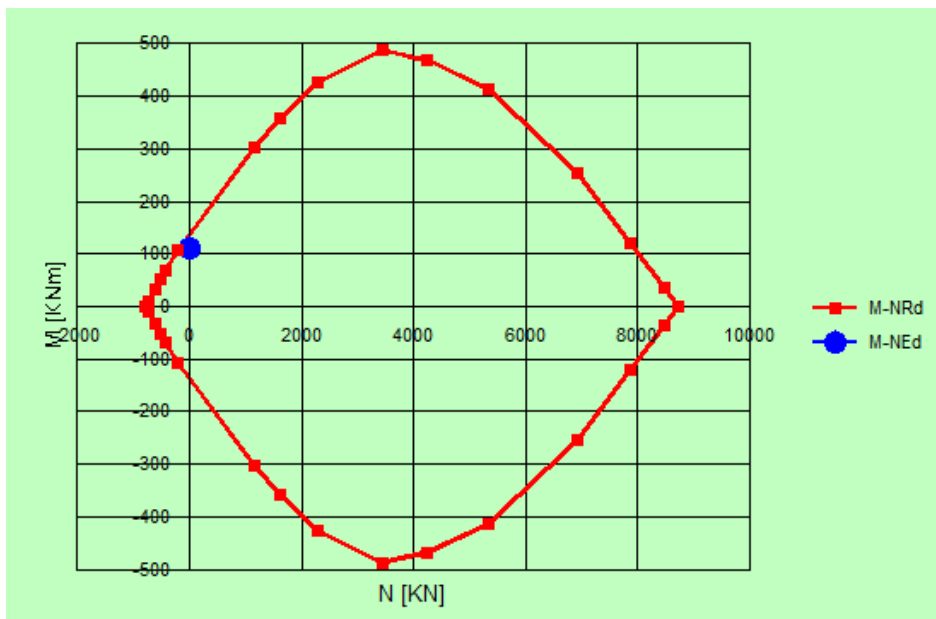
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm
 Precompresso



$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1100000}{1394000} = 0,79 < 1$$

La verifica è, a maggior ragione, soddisfatta.

Si procede con la verifica a taglio considerando, a favore di sicurezza, il solo contributo del conglomerato cementizio.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{335}} = 1,773$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,772^{3/2} \cdot 37,35^{1/2} = 0,505 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,\min} = v_{\min} \cdot b \cdot d = 0,505 \cdot 1000 \cdot 335 = 169175 \text{ N} = 16918 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,\min}} = \frac{13178}{16918} = 0,78 < 1$$

La verifica a taglio è soddisfatta prescindendo dal contributo delle armature presenti.

n.2. Dimensionamento e verifica degli elementi della paratia nella porzione interessata dalla bretella di raccordo

Nell'ambito del presente paragrafo si espongono le analisi svolte per il dimensionamento e la verifica della palificata nella porzione interessata dalla bretella di raccordo e, in parte, relativa alla zona ove è stato di recente realizzato il sondaggio S1.

In ragione di quanto indicato dalle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018, la realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma, la resistenza del sistema sia superiore alle azioni (condizione [6.2.1] di cui al paragrafo 6.2.4.1 delle norme) oppure gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo con i criteri esposti nel punto 3.2.3 delle norme tecniche. Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi paragrafi 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica. In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($ST = 1$).

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica. Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità. In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al punto 3.2.3.2 delle norme tecniche per le costruzioni;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I delle norme tecniche al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido. La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista. In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max} > 0,15$ g, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche. Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 40 – Tab. 7.11.I delle norme tecniche per le costruzioni recante i coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Nel presente caso, tenuto conto della vita nominale e della classe d'uso dell'opera, della categoria di sottosuolo individuata attraverso le indagini svolte in sito e della morfologia dell'area (pendenze dei versanti inferiori a 15°), è possibile individuare quanto segue:

Vita Nominale: 50 anni

Classe d'Uso: II

Categoria di Sottosuolo: C

Categoria Topografica: T1

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0,182 g
F_0	2,465
T_c^*	0,317 s
S_s	1,431
C_c	1,534
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,431
η	1,000
T_B	0,162 s
T_C	0,486 s
T_D	2,327 s

$$a_g = 0,182g$$

$$S_s = 1,431$$

$$S_T = 1,00$$

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g = (1,431 \cdot 1,00) \cdot 0,182g = 0,2604g$$

$$\beta_s = 0,24$$

Dunque,

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,24 \cdot \frac{0,2604g}{g} = 0,0625$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,5 \cdot 0,0625 = 0,0313$$

n.2.1. Individuazione delle spinte sulla paratia

Le spinte sulla paratia sono state individuate attraverso le analisi sviluppate con il software SSAP2010 sopra descritto, modellando il pendio e la palificata a presidio dell'asse stradale di Via Marignano e di parte della bretella di raccordo.

Le palificate, nella forma di una o più file di pali sono una tecnica frequentemente adottata negli interventi di stabilizzazione di pendii. Ogni fila di pali inserita per una certa profondità nel pendio, attraversando la potenziale superficie di scivolamento, e inserendosi saldamente e profondamente entro un livello con adeguata resistenza meccanica, è in grado di esercitare una forza di reazione F_p opposta al movimento che permette di aumentare il fattore di sicurezza globale del pendio.

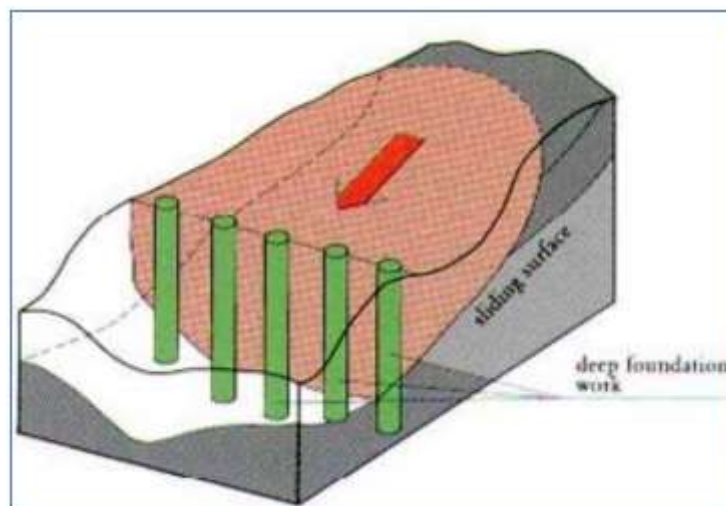


Figura 146 – Paratia di pali a presidio di un versante in frana.

Nel corso degli ultimi decenni numerosi studi sono stati condotti per cercare di determinare quale sia il più corretto metodo di valutazione degli effetti di una fila di pali nella stabilizzazione di un pendio in frana o più semplicemente per aumentare il valore di F_s fino al livello desiderato.

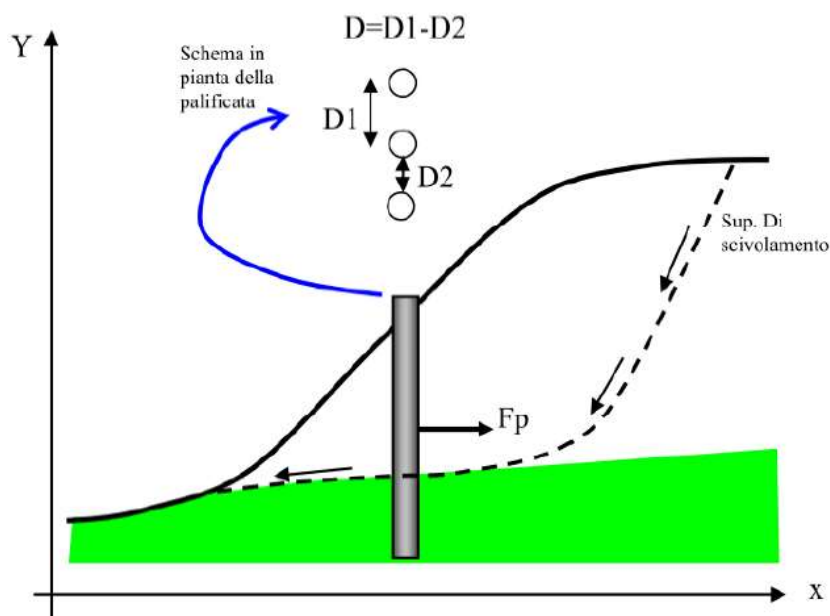


Figura 147 – Schema palificata a presidio del pendio.

Non si è, a tutt'oggi arrivati, ad un criterio di progettazione unico, data l'estrema complessità dell'interazione tra terreno e struttura. Sono noti vari approcci che si basano interamente su analisi a elementi finiti e sulla teoria dello stato limite. In questi casi un'analisi dello stato tensionale e deformativo generale del pendio e della struttura permette di simulare il comportamento dell'insieme. Tuttavia ci sono fondamentali contributi come gli approcci di Ito e Matsui (1975,1981) e di Hassiotis et al. (1997), Kumar & Hall(2006) per arrivare a una valutazione del comportamento della palificata e del pendio attraverso l'utilizzo del metodo dell'equilibrio limite per valutare gli effetti dell'incremento globale di F_s . Tale analisi si basa sulla valutazione in successione di:

1. Determinazione della Spinta massima teorica a cui la palificata deve venire sottoposta per arrivare a deformare plasticamente il terreno all'intorno dei pali e quindi con la possibilità di rifluire tra i pali.
2. Uso di questa forza di spinta massima, o di una frazione di essa, come forza resistente/stabilizzante aggiunta che la palificata è in grado di mobilitare.
3. Calcolo di un nuovo fattore di sicurezza F_s che tenga conto di questo effetto aggiuntivo.
4. Nel caso che F_s risulti adeguato si effettua successivamente una analisi strutturale alle differenze finite della deformata del palo, dei momenti flettenti e della distribuzione sforzo di taglio sulla sezione, prodotto della flessione, in funzione della profondità dalla superficie critica individuata. Questa analisi strutturale (distinta dalla analisi all'equilibrio limite) permette di verificare se le spinte individuate nei punti 1,2 e 3 tali grandezze sono

compatibili con le caratteristiche strutturali dell'opera. In caso contrario l'analisi ai punti 1 2 e 3 viene ripetuta ma con caratteristiche geometriche della palificata diverse, come ad esempio un diametro dei pali incrementato e un interasse ridotto.

Le ipotesi del metodo Ito e Matsui (1975,1981) e di Hassiotis et al. (1997), Kumar & Hall(2006) sono le seguenti:

1. Al di sopra della superficie di scorrimento assunta i pali sono sottoposti a carichi noti e pari ai valori indicati al punto 1 e 2 precedenti.
2. Al di sotto della superficie di scorrimento i pali sono assimilati a travi su suolo elastico. A questa ipotesi possono essere associate ipotesi aggiuntive sulla cinematica della testa dei pali, come la possibilità di avere la testa dei pali bloccata o libera alla traslazione o alla rotazione.
3. Il terreno instabile è contenuto dalla azione esercitata dai pali
4. Le sollecitazioni dei pali sono pari a quelle ammissibili (salvo poi fare una verifica come al punto 4 precedente).

La valutazione delle sollecitazioni massime per arrivare alla plasticizzazione cui una palificata intersecata da una potenziale superficie di scorrimento è soggetta, sono valutate in base a: lunghezza dei pali L , diametro D , loro interasse $D1$, oltre alle caratteristiche geotecniche del terreno a monte della palificata. È riconosciuto anche sperimentalmente da diversi autori il cosiddetto effetto arco ovvero una distribuzione della spinta su tutta la superficie nella a porzione a monte dei pali. Questo porta a una potenziale plasticizzazione o rottura alla interfaccia suolo-pali.

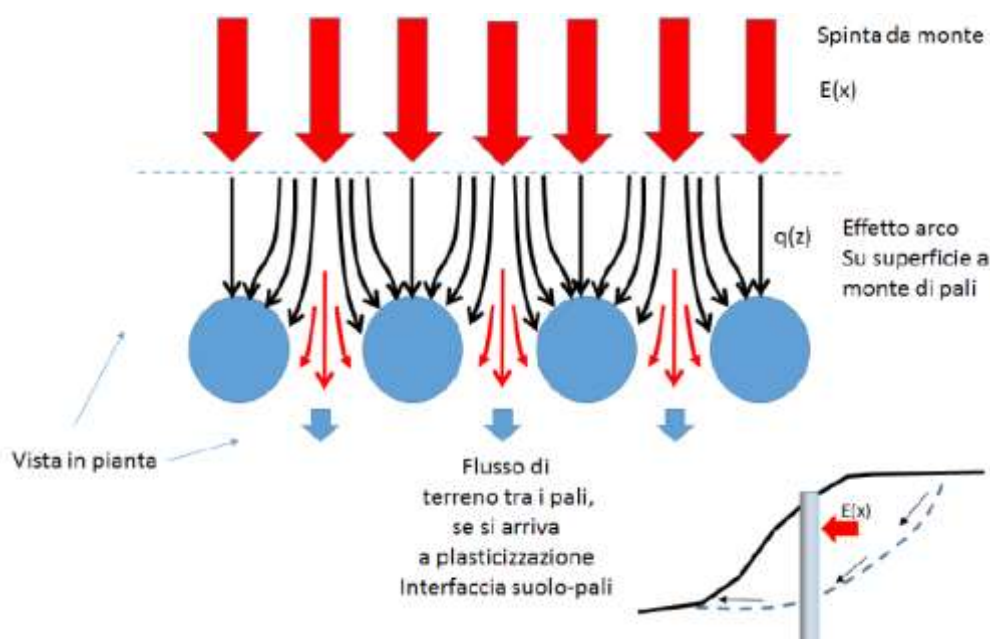


Figura 148 – Spinta da monte sui pali.

La forza di reazione massima mobilitata offerta dalla palificata, in condizioni di plasticizzazione della interfaccia suolo-pali, viene calcolata con la metodologia adottata da Ito e Matsui(1975) e Ito et al. (1981,1982) e successivamente modificata parzialmente da Hassiotis et al. (1997) e infine corretta da Kumar et Hall (2006). In SSAP viene utilizzata sia la formulazione di Ito et al. (1981), nella versione corretta da Kumar et Hall (2006), per pali molto ravvicinati, sia la formulazione diretta di Kumar et Hall (2006) che è leggermente più conservativa. Si ricorda che la formulazione di Kumar et Hall(2006) presenta una importante correzione nella metodologia di Ito et al. (1981) che in origine non considerava il caso di pali estremamente ravvicinati. In questi casi la procedura di calcolo originale di Ito et al. (1981) produce dei valori infiniti di reazione che ovviamente non sono fisicamente possibili. Il limite fisico è infatti la resistenza limite passiva del terreno. SSAP utilizza in ogni caso il limite fisico a rottura determinato da Kumar et Hall(2006).

Considerando, ora, la formulazione originale di Ito e Matsui (1975) e Ito et Al. (1981), il primo passo è quello di calcolare la funzione $q(z)$ di distribuzione con la profondità della forza, per strato di spessore unitario (1 m), che agisce sulla palificata a una data profondità Z :

$$q(z) = cA \left(\frac{1}{N_\phi \tan \phi} \{E - 2N_\phi^{0.5} \tan \phi - 1\} + B \right) - c(D_1 B - 2D_2 N_\phi^{-0.5}) + \frac{\sigma}{N_\phi} (AE - D_2)$$

dove:

$$N_\phi = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right]$$

$$A = D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{N_\phi^{0.5} \tan \phi + N_\phi - 1}$$

$$B = \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi^{0.5} + N_\phi^{-0.5}}{N_\phi^{0.5} \tan \phi + N_\phi - 1}$$

$$E = \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right]$$

e dove:

D_1 = interasse tra i pali (m)

D_2 = apertura tra i pali (m)

D = diametro dei pali (m)

σ = pressione litostatica calcolata alla profondità z dalla superficie (kPa)

c = valore medio della coesione fino alla profondità z (kPa)

ϕ = angolo di attrito interno medio calcolato fino alla profondità z (gradi)

La funzione $q(z)$ ha una distribuzione in generale trapezoidale che degenera a rettangolare con $q(z) = \text{costante}$, nel caso che tenda a 0.

L'equazione delle pressioni sui pali, nella sua formulazione originale, secondo Kumar & Hall (2006) presenta valori anormalmente elevati per D_2 che tende a 0. Infatti in questo caso il valore di $q(z)$ assume valori che tendono a infinito. Di conseguenza il modello di Ito & Matsui (1975,81) non potrebbe essere utilizzato in caso di pali molto ravvicinati. Kumar & Hall (2006) quindi propongono una correzione da applicare a pali molto vicini tra loro e il calcolo di un valore limite della $q(z)$ che è legata alla resistenza per spinta passiva del terreno. SSAP impiega nel calcolo di $q(z)$ la procedura di correzione del metodo originale di Ito e Matsui (1975) e Ito et al. (1981) proposta da Kumar & Hall (2006) oltre al metodo alternativo integrale proposto da questi Autori, cui si rimanda la lettura nell'articolo originale citato.

Per avere la forza massima risultante di reazione della palificata, in condizioni limite di plasticizzazione della interfaccia – suolo pali, F_p (kN/m) (forza di reazione unitaria per metro di larghezza fronte scarpata) localmente profonda H (fig. 2.4.5.4), l'equazione delle pressioni sul palo deve essere integrata da 0 a H e successivamente divisa per l'interasse della palificata D_1 :

$$F_p = \frac{\int_0^H q(z) dz}{D_1}$$

Il valore di F_p così ottenuto andrà a incrementare il contributo delle forze orizzontali resistenti nel calcolo di F_s . Tale valore dipenderà dalla complessa interazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del pendio e dalle caratteristiche geometriche della palificata, nonché dal suo posizionamento all'interno del pendio. Il valore di F_p è un valore teorico che in nessun caso potrà essere superato perché oltre tale valore di spinta da monte il terreno si plasticizza e fluisce tra i pali e si perde l'effetto di contenimento della palificata.

Tuttavia è importante notare che il valore di F_p è solo il valore massimo teorico in condizioni di plasticizzazione del suolo alla interfaccia suolo-palo e che quindi il valore reale di reazione mobilitato della palificata potrebbe essere anche molto più basso del massimo teorico.

Bisogna, inoltre, considerare un elemento importante, spesso non tenuto in conto in molti testi e articoli che trattano l'argomento. Si può notare che nel caso in **Figura 151** (pendio omogeneo) la palificata 1 e la palificata 3 sono posizionate in punti diversi del pendio ma a monte agisce probabilmente una spinta da monte completamente diversa, anche se la profondità H della porzione potenzialmente mobile del pendio (sopra la superficie di scivolamento) è la stessa. In pratica si osserva che il valore della spinta teorica F_p non tiene conto della spinta reale che agisce a monte ma solo della profondità H e dal tipo di terreno che si trova immediatamente a monte di pali. Questo tipo di considerazione apparentemente non realistica è riconsiderata in SSAP e viene, quindi, applicata una strategia di calcolo che tiene conto delle condizioni al contorno nella loro globalità.

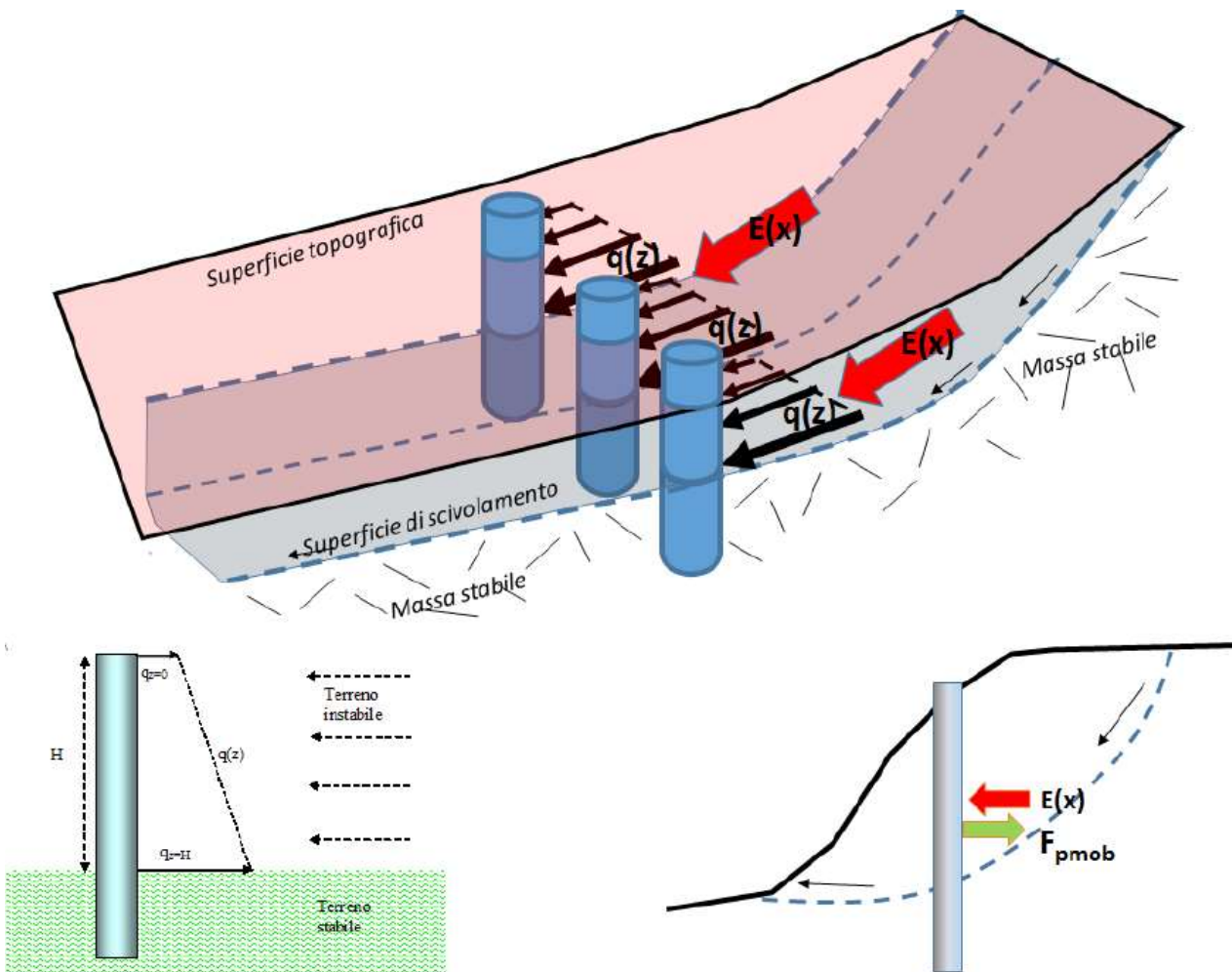


Figura 149 – Sistema di forze agenti sulla paratia.

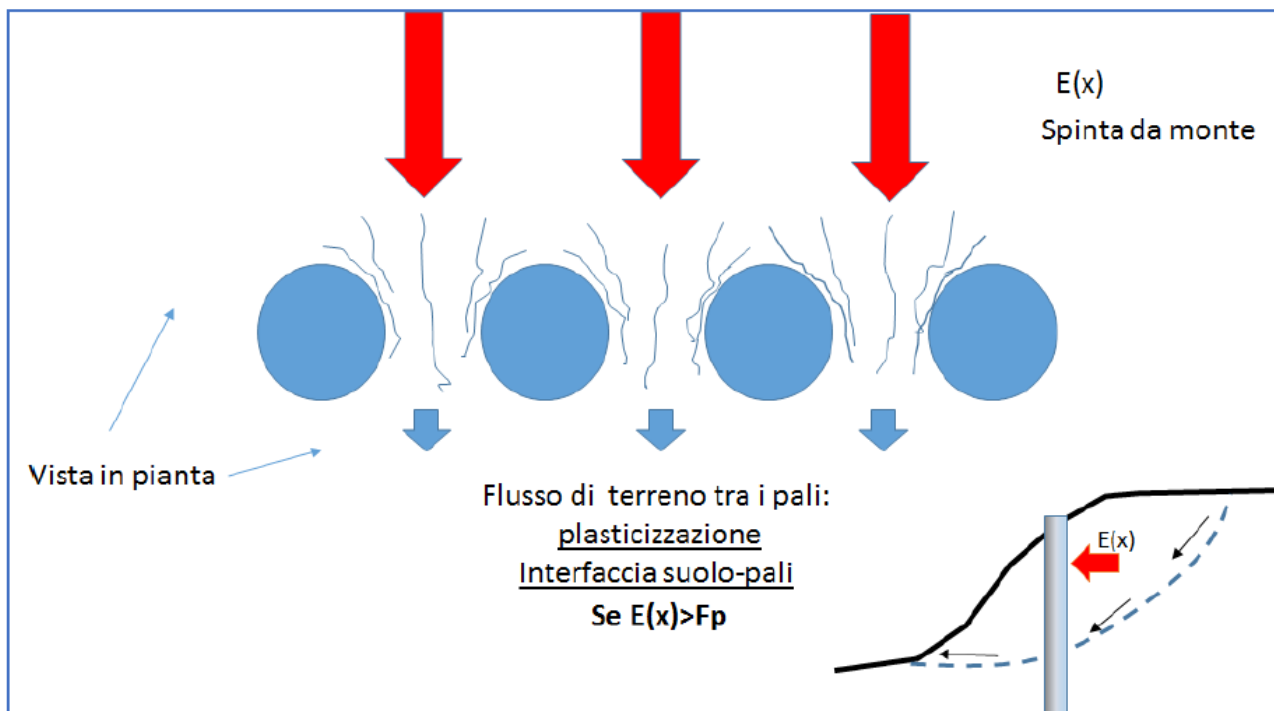


Figura 150 – Spinte sulla paratia.

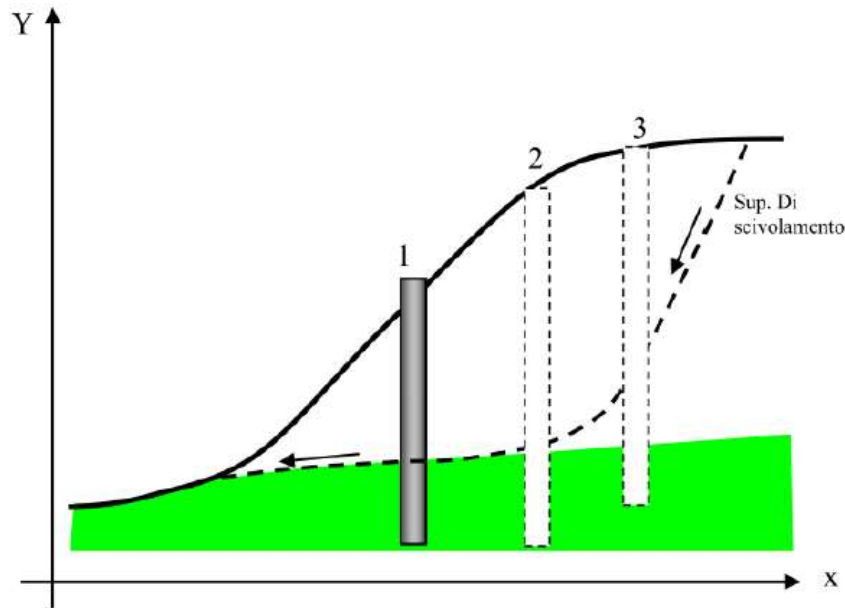


Figura 151 – *Differente posizionamento dell'opera di contenimento lungo il pendio.*

Seguendo le indicazioni di Hassiotis et Al.(1997) il valore di F_p , così come sopra individuato, dovrebbe essere modificato ulteriormente per tenere conto che l'effettivo grado di mobilitazione non è indipendente dalle condizioni complessive di stabilità globale. Gli stessi autori propongono di utilizzare come fattore di scala il valore di F_s medesimo:

$$F_{p_{mob}} = \frac{F_p}{F_s}$$

L'uso di tale formulazione permette di inserire il calcolo di $F_{p_{mob}}$ direttamente nel processo iterativo del calcolo di F_s e di scarlo dello stesso livello di mobilitazione delle altre forze resistenti nel pendio.

Tuttavia è necessario considerare una forma più generale per il calcolo di $F_{p_{mob}}$. Seguendo le indicazioni di Ito et Al. (1982) può essere espresso con la seguente equazione generale:

$$F_{p_{mob}} = F_p \alpha_m$$

Dove α_m è il coefficiente di mobilitazione della forza totale di reazione massima teorica della palificata, che può assumere un valore variabile tra 0,0 e 1,0 dipendendo da una serie di condizioni come quella del livello di stabilità globale ma anche da altri fattori di seguito indicati. In sostanza, in prima approssimazione si può avere che:

$$\alpha_m = \frac{1}{F_s F_{NTC}}$$

dove:

F_s è il fattore di stabilità globale iterativo e finale

F_{NTC} è un fattore riduttivo addizionale che permette di tenere conto di ulteriori riduzioni necessarie per venire incontro a normative tecniche come le NTC2018.

Con valori $F_{NTC} > 1$ è possibile ridurre progressivamente il valore di α_m . Ad esempio con $F_{NTC} > 1$ si verifica un α_m minimo equivalente a 0.25 (ovvero una mobilitazione massima del 25% della spinta teorica massima di plasticizzazione).

Comunque, è possibile che si verifichi il caso che il fattore di mobilitazione sia ancora eccessivamente elevato, se comparato alla effettiva spinta che la palificata riceve dalla parte di terreno a monte di essa. Questo avviene spesso quando il sistema di palificata è sovradimensionato eccessivamente rispetto alla effettiva necessità o quando la forza non tiene effettivamente conto della entità delle masse in gioco e delle spinte effettive, da monte, esistenti.

Un sovradimensionamento eccessivo di porta a problemi di calcolo e una assenza di significato fisico per il problema in esame: ad esempio una spinta di reazione eccessiva potrebbe spingere verso monte il pendio, cosa che non è fisicamente possibile.

Durante il processo iterativo per il calcolo di F_s si tiene in conto delle forze di interazioni interconco sia verticali $T(x)$ che orizzontali $E(x)$ che si realizzano in corrispondenza delle interfacce verticali dei conci stessi. La distribuzione delle forze orizzontali $E(x)$ può essere quindi di ausilio nel valutare il grado di mobilitazione della forza di reazione effettivamente prodotta della palificata con effetto stabilizzante.

Nell'immagine che segue si rappresenta il modello di calcolo del pendio con la bretella di raccordo nella porzione sommitale presidiata attraverso la palificata in progetto.

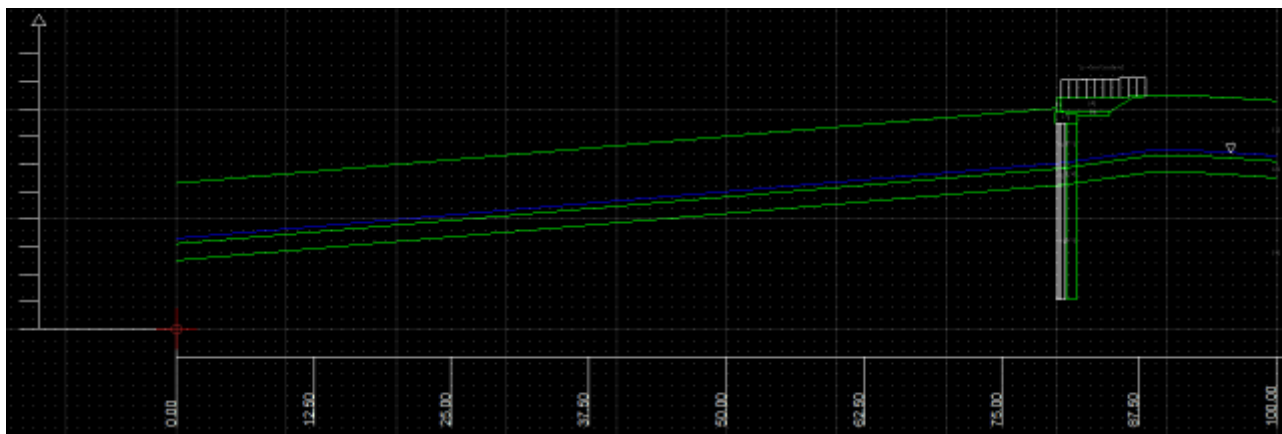


Figura 152 – *Modello di calcolo elaborato con SSAP2010.*

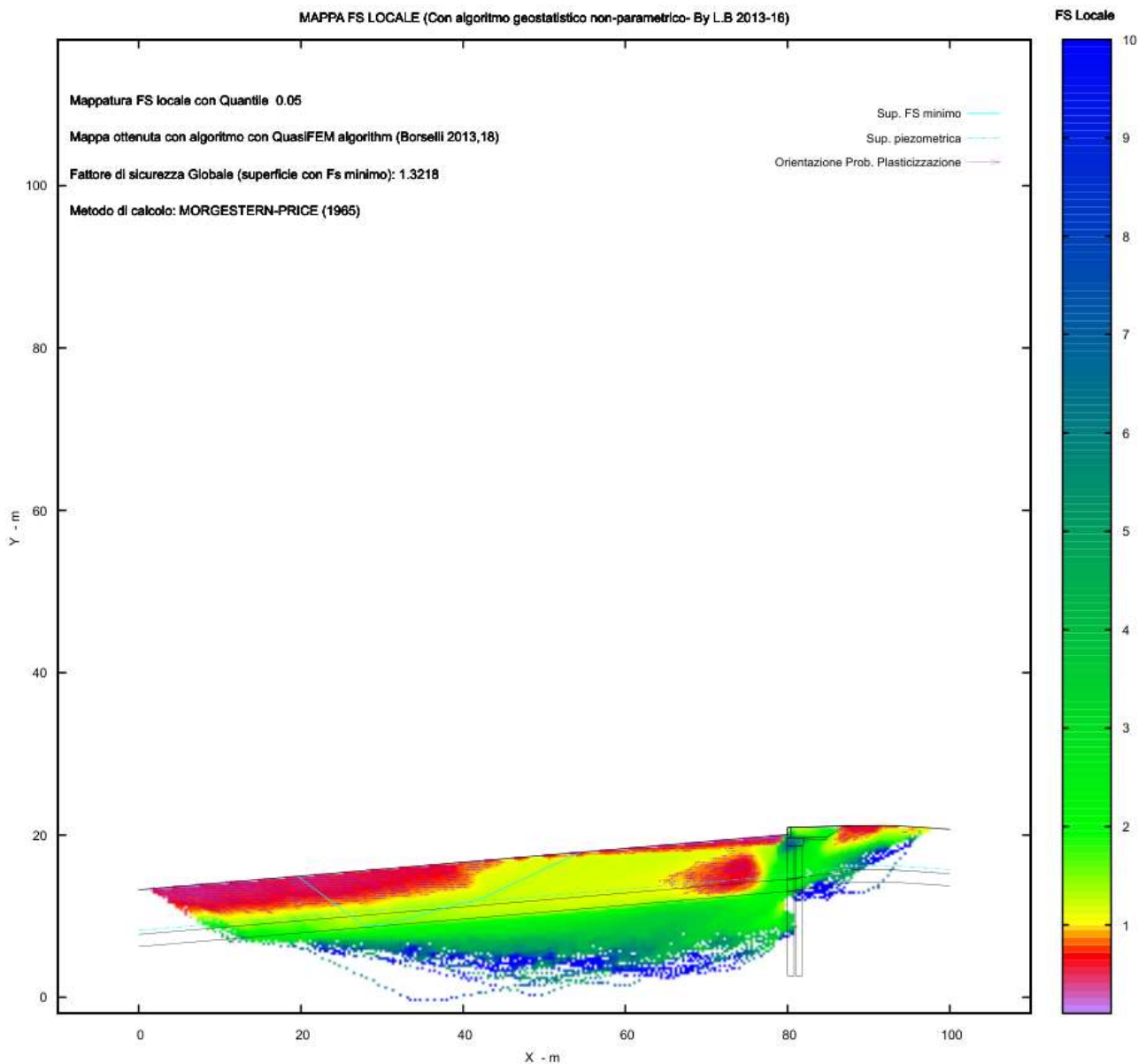


Figura 153 – Mappatura coefficienti di sicurezza.

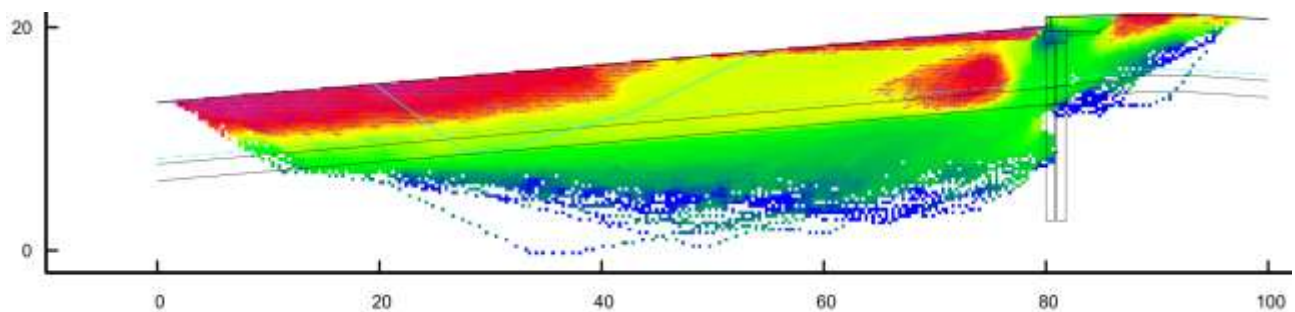


Figura 154 – Mappatura coefficienti di sicurezza: dettaglio.

In ragione di quanto sopra esposto e degli esiti delle analisi effettuate sul sistema pendio-palificata, è stato possibile ottenere i seguenti risultati:

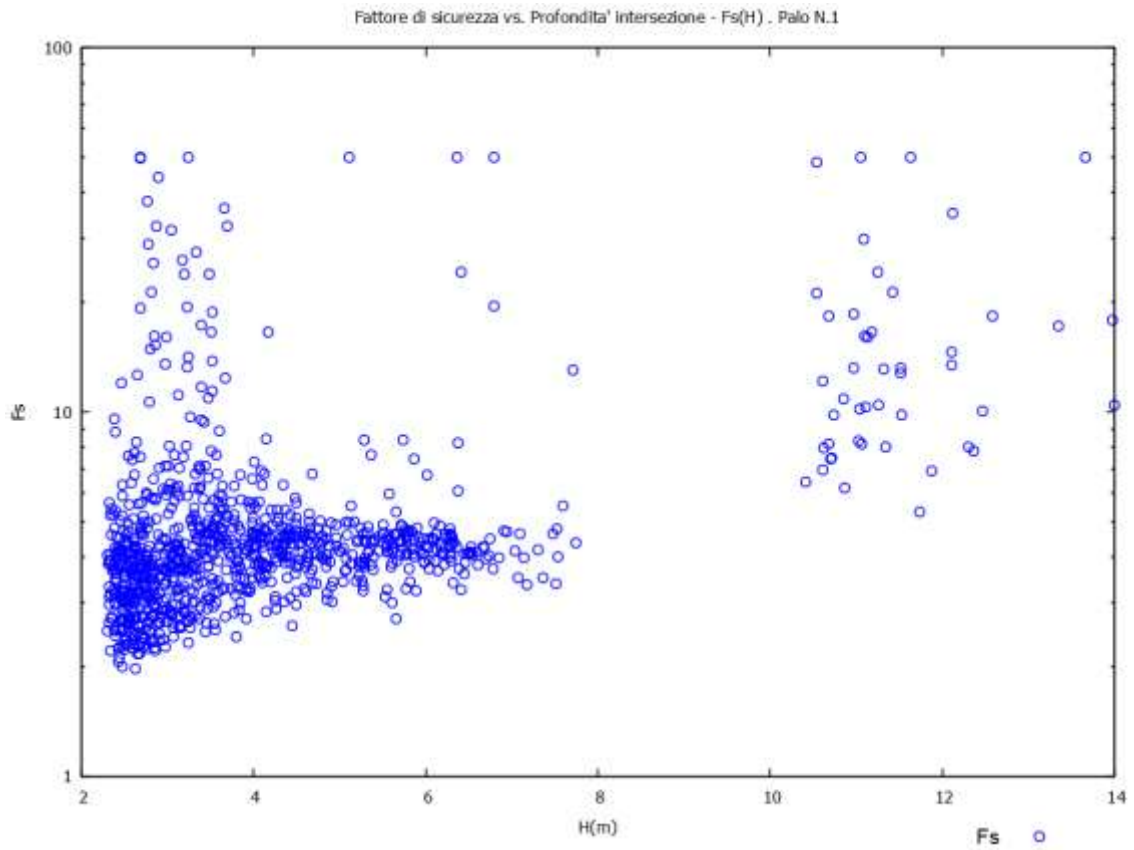


Figura 155 – Fattori di sicurezza F_s relativi alla palificata in progetto.

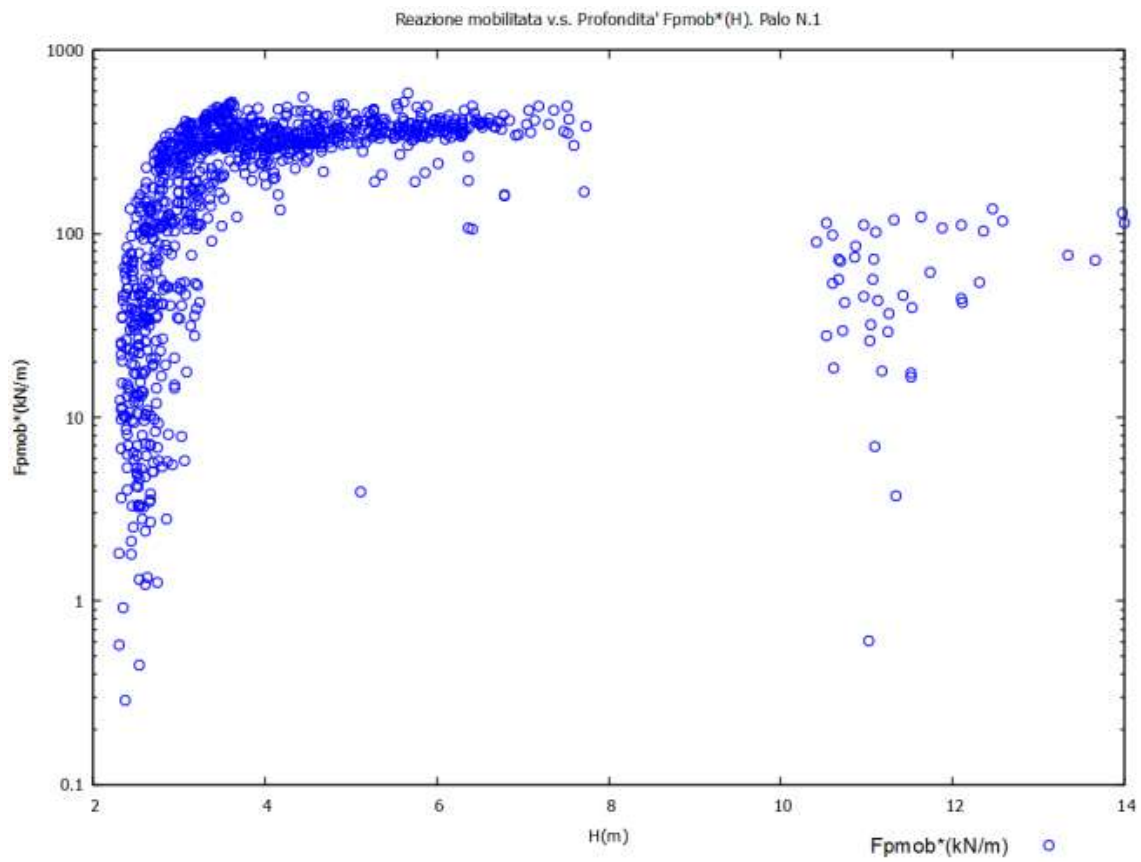


Figura 156 – Reazione mobilitata dalla palificata.

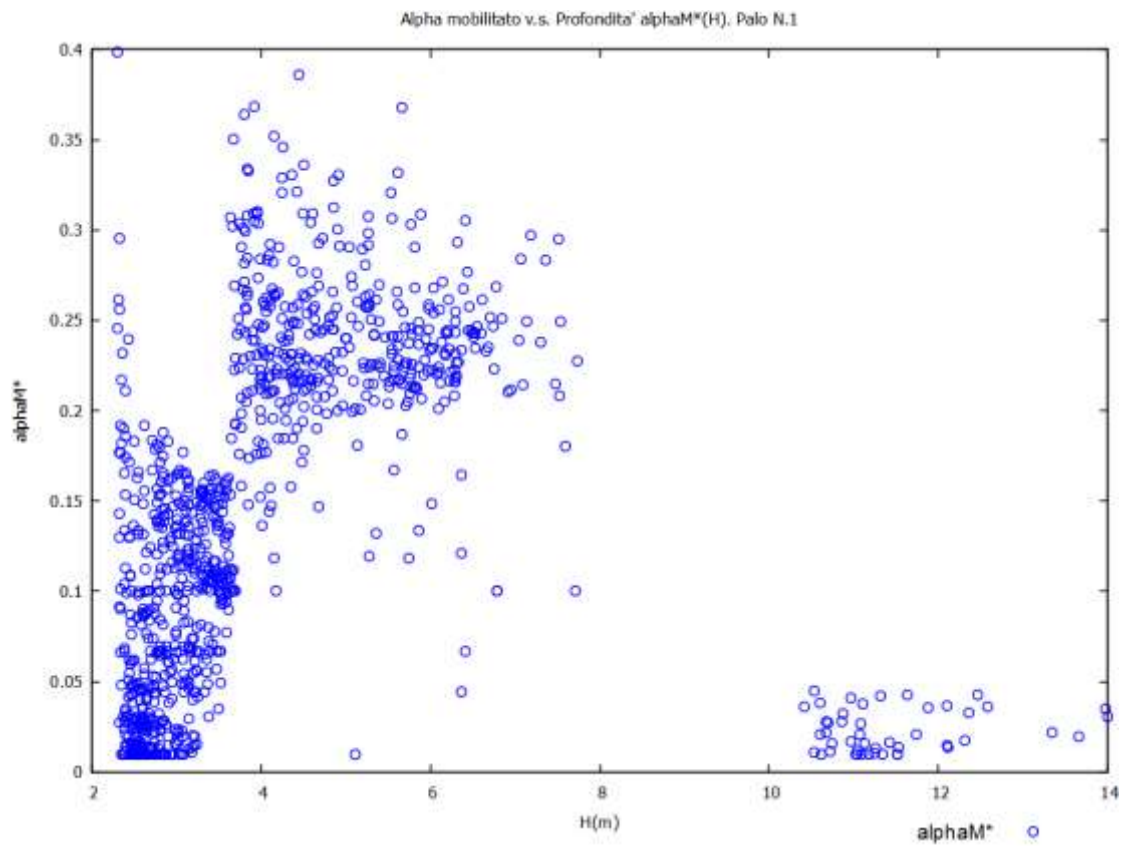


Figura 157 – Coefficiente di mobilitazione della spinta α_m .

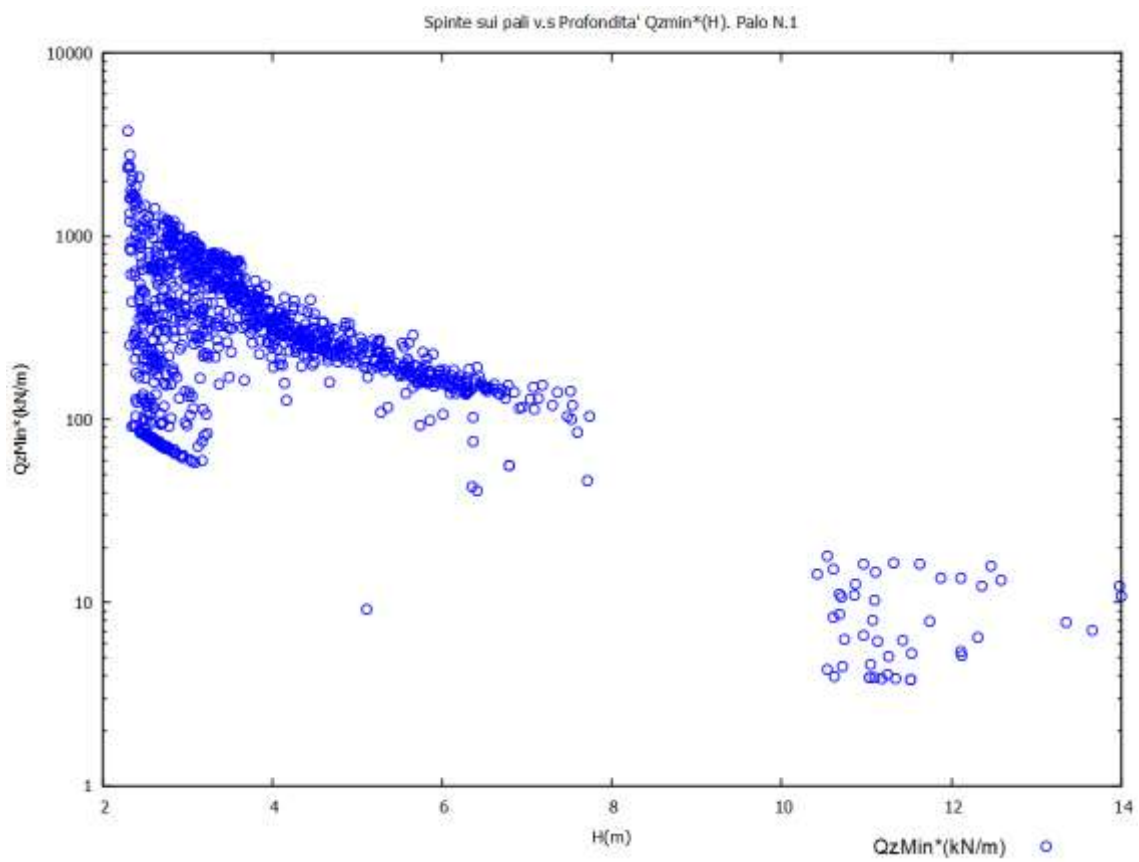


Figura 158 – Spinta minima sui pali.

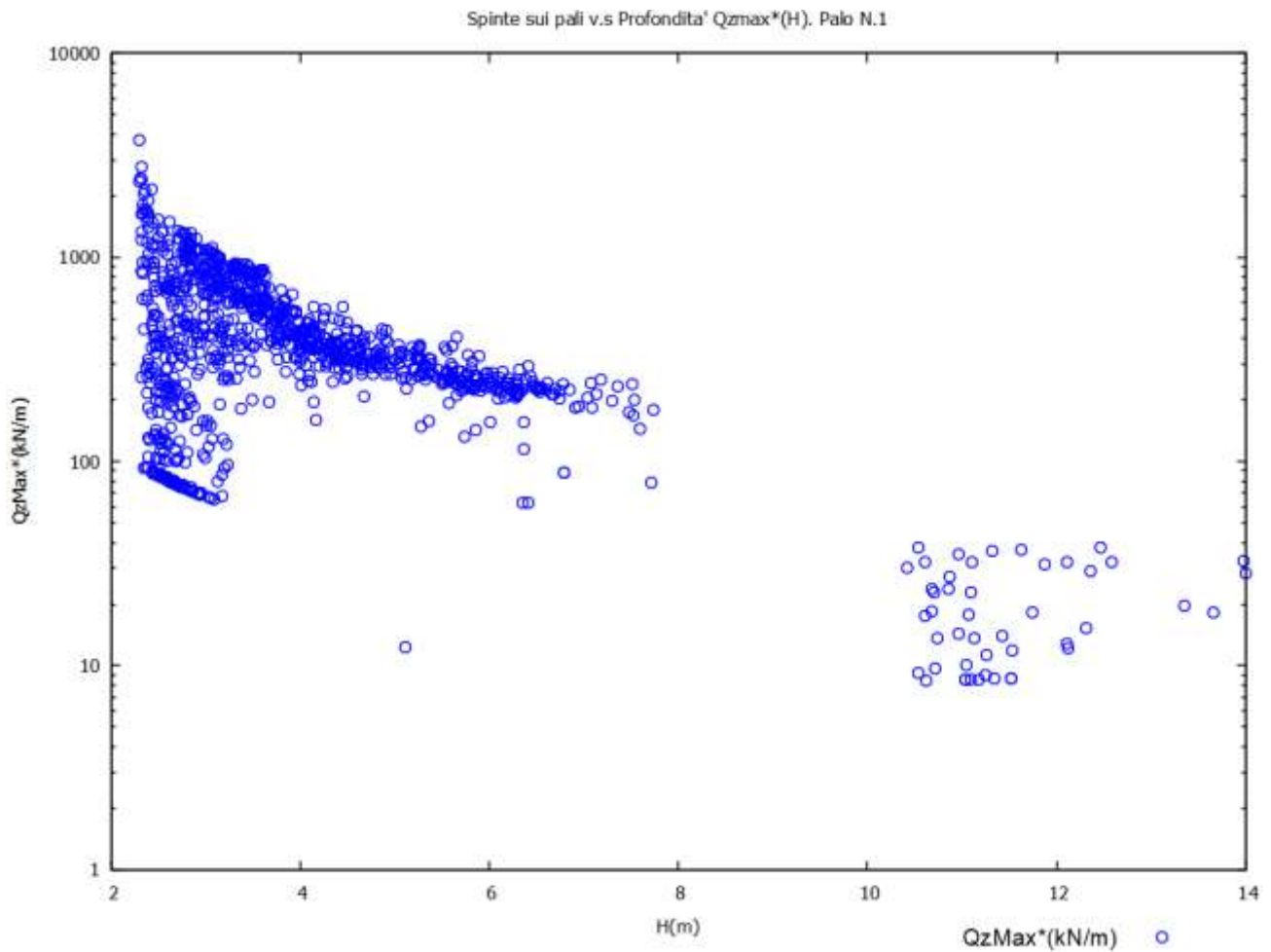


Figura 159 – Spinta massima sui pali.

L'individuazione delle spinte effettivamente agenti sulla palificata viene eseguita in base a quanto riportato nel grafico relativo a $F_{P_{mob}}$ che viene di seguito richiamato evidenziando il valore massimo dalla forza mobilitata in ragione della profondità della superficie di scorrimento.

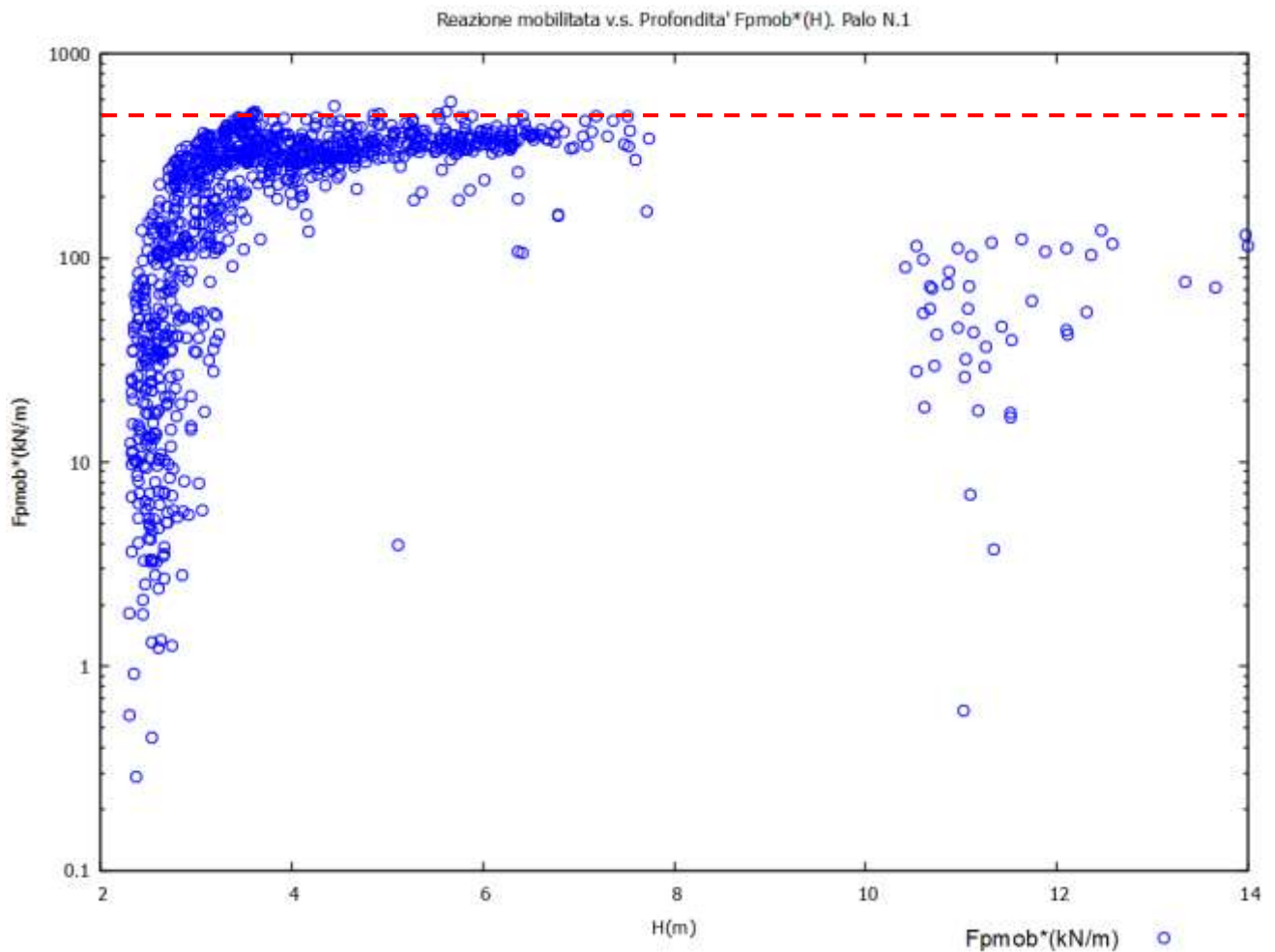


Figura 160 – Reazione mobilitata dalla palificata.

La potenziale superficie di scivolamento si colloca ad una quota di circa 6,6÷7 metri dal piano campagna e, quindi, con riferimento a tale quota, la spinta mobilitata per unità di lunghezza della paratia è pari a:

$$F_{Pmob} = 500 \text{ kN} = 50000 \text{ daN}$$

Tenuto conto dell'interasse dei pali, pari a 1,2 m e del fatto che pressioni minime e massime sono fra loro equiparabili in ragione di quanto desumibile dai grafici sopra riportati, si desumono le seguenti pressioni agenti sul singolo palo:

in base al grafico sopra riportato

$$q(z) = \frac{F_{Pmob} \cdot i}{H} = \frac{500 \cdot 1,2}{5} = 120 \text{ kN/m} = 12000 \text{ daN/m} \quad \text{carico uniformemente distribuito}$$

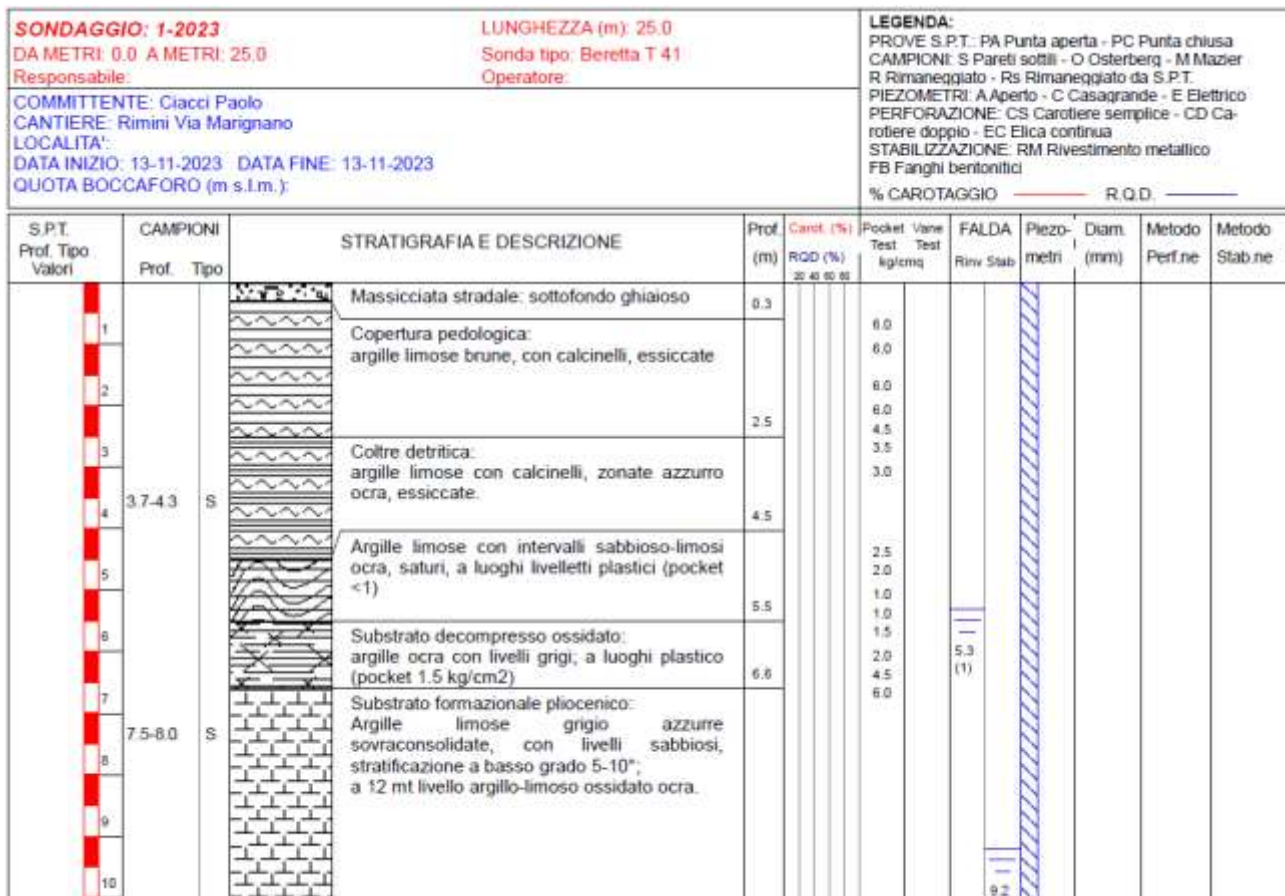


Figura 161 – Stralcio del sondaggio a carotaggio continuo S1 effettuato nel novembre 2023.

Al fine di verificare l'entità della spinta individuata in relazione alle condizioni limite di spinta, si ricavano i valori delle massime pressioni e spinte attiva e passiva:

$$\varphi = 14^\circ$$

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{14}{2}\right) = 0,610$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{14}{2}\right) = 1,638$$

Cautelativamente, si trascurano le migliori caratteristiche meccaniche della porzione sommitale del nuovo rilevato.

Tenendo conto della presenza del rilevato e dei sovrastanti carichi variabili considerati, in questa sede, pari a 30 kN/m² (3000 daN/m²), si ottiene quanto segue:

$$h_1 = 1,50 \text{ m}$$

$$h_2 = 1,50 + 7,00 = 8,50 \text{ m}$$

$$p_{a,\min} = \gamma_t \cdot h_1 \cdot \lambda_a + p_v \cdot \lambda_a = 1800 \cdot 1,50 \cdot 0,610 + 3000 \cdot 0,610 = 1647 + 1830 = 3467 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{a,\max} = \gamma_t \cdot h_2 \cdot \lambda_a + p_v \cdot \lambda_a = 1800 \cdot 8,50 \cdot 0,610 + 3000 \cdot 0,610 = 9333 + 1830 = 11163 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{p,\min} = \gamma_t \cdot h_1 \cdot \lambda_p + p_v \cdot \lambda_p = 1800 \cdot 1,50 \cdot 1,638 + 3000 \cdot 1,638 = 4423 + 4914 = 9337 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{p,\max} = \gamma_t \cdot h_2 \cdot \lambda_p + p_v \cdot \lambda_p = 1800 \cdot 8,50 \cdot 1,638 + 3000 \cdot 1,638 = 25061 + 4914 = 29975 \text{ daN/m}^2$$

Le spinte su singolo palo si ricavano come segue:

$$q_{a,\min} = p_{a,\min} \cdot i = 3467 \cdot 1,20 = 4160 \text{ daN/m}$$

$$q_{a,\max} = p_{a,\max} \cdot i = 11163 \cdot 1,20 = 13396 \text{ daN/m}$$

$$q_{p,\min} = p_{p,\min} \cdot i = 9337 \cdot 1,20 = 11204 \text{ daN/m}$$

$$q_{p,\max} = p_{p,\max} \cdot i = 29975 \cdot 1,20 = 35970 \text{ daN/m}$$

$$q_{a,\text{medio}} = \frac{q_{a,\min} + q_{a,\max}}{2} = \frac{4160 + 13396}{2} = 8778 \text{ daN/m}$$

$$S_a = \frac{q_{a,\min} + q_{a,\max}}{2} \cdot H = \frac{4160 + 13396}{2} \cdot 7,00 = 61446 \text{ daN}$$

$$q_{p,\text{medio}} = \frac{q_{p,\min} + q_{p,\max}}{2} = \frac{11204 + 35970}{2} = 23587 \text{ daN/m}$$

$$S_p = \frac{q_{p,\min} + q_{p,\max}}{2} \cdot H = \frac{11204 + 35970}{2} \cdot 7,00 = 165109 \text{ daN}$$

In effetti il coefficiente di mobilitazione è circa pari a 0,3 alla quota di 7 metri dal piano campagna e fattorizzando la spinta passiva per tale valore si ottiene una spinta mobilitata su singolo palo pari a circa 500 kN.

L'efficacia del presidio è tale per cui è ragionevole ipotizzare, a monte della paratia una spinta pari a quella attiva. Pertanto, si è proceduto all'esecuzione delle verifiche di resistenza dei pali per un carico uniforme pari a

$$q(z) = 12000 \text{ daN/m} \text{ lungo un tratto di 5 metri di sviluppo}$$

Confrontato con le sollecitazioni indotte da

$$q_{a,\min} = 4160 \text{ daN/m} \rightarrow 4200 \text{ daN/m}$$

$$q_{a,\max} = 13396 \text{ daN/m} \rightarrow 13400 \text{ daN/m}$$

n.2.2. Verifica di resistenza dei pali

In ragione delle pressioni agenti sulla paratia individuate per mezzo dell'analisi di equilibrio del pendio, si è provveduto a determinare lo stato di sollecitazione sui pali.

Le sollecitazioni massime che si ricavano attraverso il calcolo automatico secondo le diverse ipotesi formulate, sono le seguenti:

$$N_{t,Ed} = 95000 \text{ daN} = 950 \text{ kN} \quad \text{sforzo massimo di trazione nei pali lato Via Marignano}$$

$$N_{t,Ed} = 78000 \text{ daN} = 780 \text{ kN} \quad \text{sforzo di trazione associato al momento massimo}$$

$$N_{c,Ed} = 135000 \text{ daN} = 1350 \text{ kN} \quad \text{sforzo massimo di compressione nei pali lato valle}$$

$$V_{Ed} = 65000 \text{ daN} = 650 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 17300000 \text{ daNcm} = 173000 \text{ daNm} = 1730 \text{ kNm}$$

(valori arrotondati per eccesso e relativi all'ipotesi più sfavorevole in relazione alle spinte sulla paratia)

Si prevede di armare le sezioni maggiormente sollecitate dei pali con

20φ24 correnti e 8φ30 aggiuntivi in zona tesa (lato monte)

$$A_{s_corrente} = 20 \cdot 4,42 = 90,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_agg} = 8 \cdot 7,07 = 56,56 \text{ cm}^2$$

Si esegue la verifica a presso-tenso-flessione attraverso il software VcaSlu messo a punto dal Prof. Piero Gelfi considerando le armature correnti uniformemente distanziate ed una armatura aggiuntiva equivalente concentrata in zona tesa di area pari a 56,56 cm² per la quale si individua la posizione del baricentro rispetto all'asse del palo.

$$y_{G_agg} = \frac{2 \cdot 7,07 \cdot (32 + 29 + 23,3 + 15,3)}{56,56} = \frac{1408,34}{56,56} = 25 \text{ cm}$$

Per quel che concerne la sezione dei pali di monte (soggetti a tensoflessione), maggiormente sollecitata, si ottiene quanto segue:

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 2,4 [cm]
 Coprifero (baric.): 6,5 [cm]

N° barre: 1 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	56,56	0	-25

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: -780 0 kN
 M_{xEd}: 1730 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

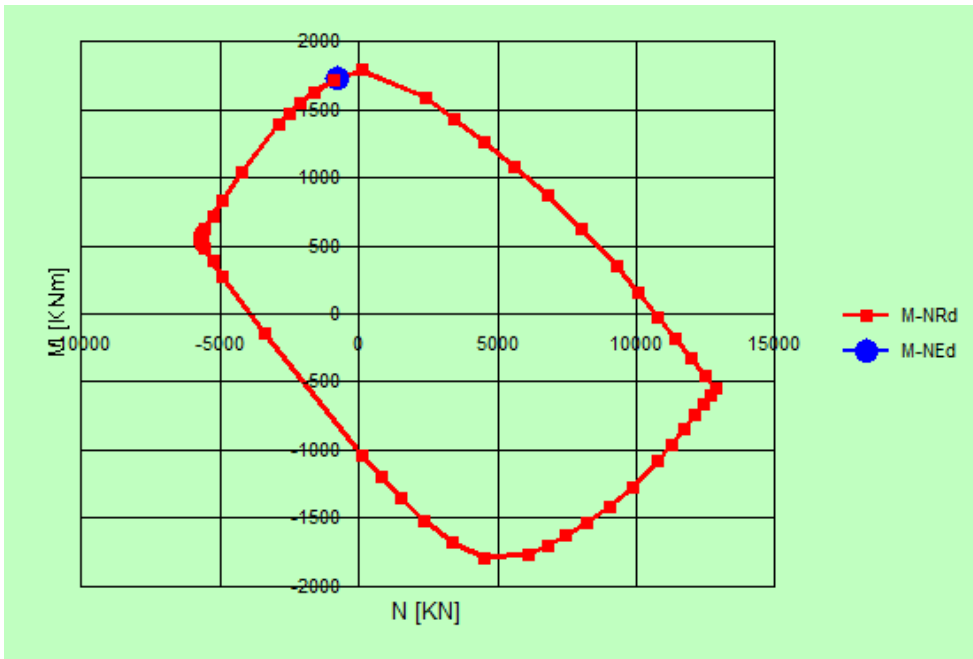
Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Calcoli:
 M_{xRd}: 1 734 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 4,507 ‰
 d: 73,5 cm
 x: 32,13 x/d: 0,4371
 δ: 0,9864



Per i massimi sforzi assiali di compressione che interessano i pali di valle soggetti, quindi, a pressoflessione, si ha:

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 2,4 [cm]
 Copriferro (baric.): 6,5 [cm]

N° barre: 1 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	56,56	0	-25

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1350 [kN]
 M_{xEd}: 1730 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

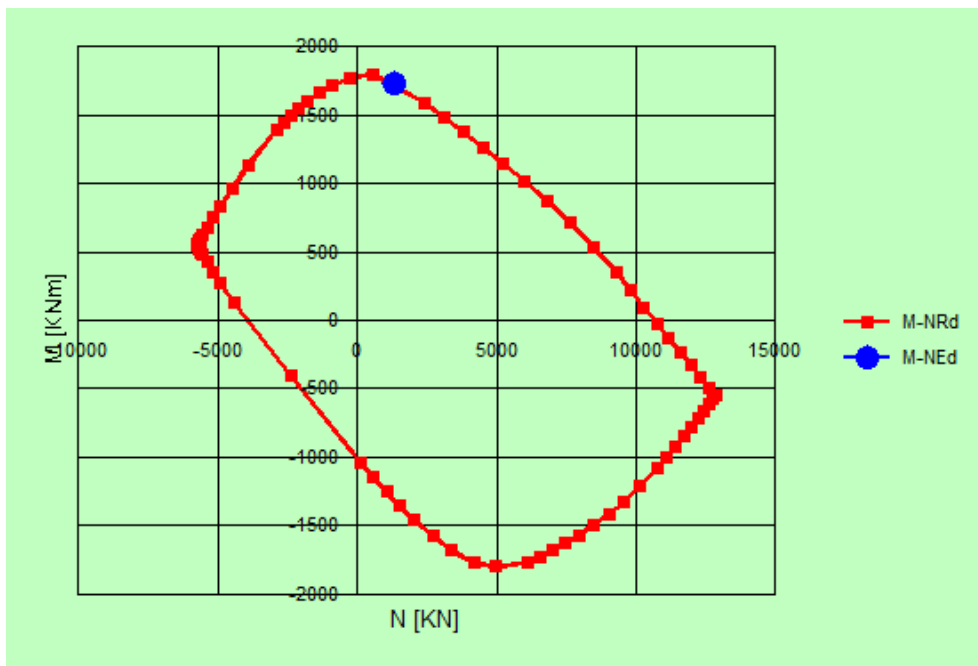
Materiali

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

M_{xRd}: 1 736 kN m

σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 2,405 ‰
 d: 73,5 cm
 x: 43,56 x/d: 0,5927
 δ: 1



Le verifiche a flessione sono complessivamente soddisfatte.

Si procede all'esecuzione della verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata considerando, cautelativamente, le sole armature longitudinali correnti e la staffatura elicoidale realizzata con barre $\phi 12$ disposte a passo di 20 cm.

$$A_{sl} = 20 \cdot 4,52 = 90,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \cdot 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$D = 80 \text{ cm}$$

$$A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 80^2}{4} = 5027 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_c} = \frac{90,40}{5027} = 0,0180$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot D} = \frac{2,26}{20 \cdot 80} = 0,0014125$$

$$V_{Rd}^{non-arm} = 0,232 \cdot D^2 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,232 \cdot 800^2 \cdot (100 \cdot 0,0180 \cdot 24,9)^{1/3} = 527422 \text{ N} = 52742 \text{ daN}$$

$$V_{Rd}^{arm} = V_{Rd}^{non-arm} \cdot (1 + \beta \cdot \rho_w)$$

$$V_{Rd}^{arm} = 52742 \cdot (1 + 245 \cdot 0,0014125) = 52742 \cdot 1,3461 = 70996 \text{ daN}$$

Dunque,

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}^{arm}} = \frac{65000}{70996} = 0,92 < 1$$

La verifica a taglio è soddisfatta.

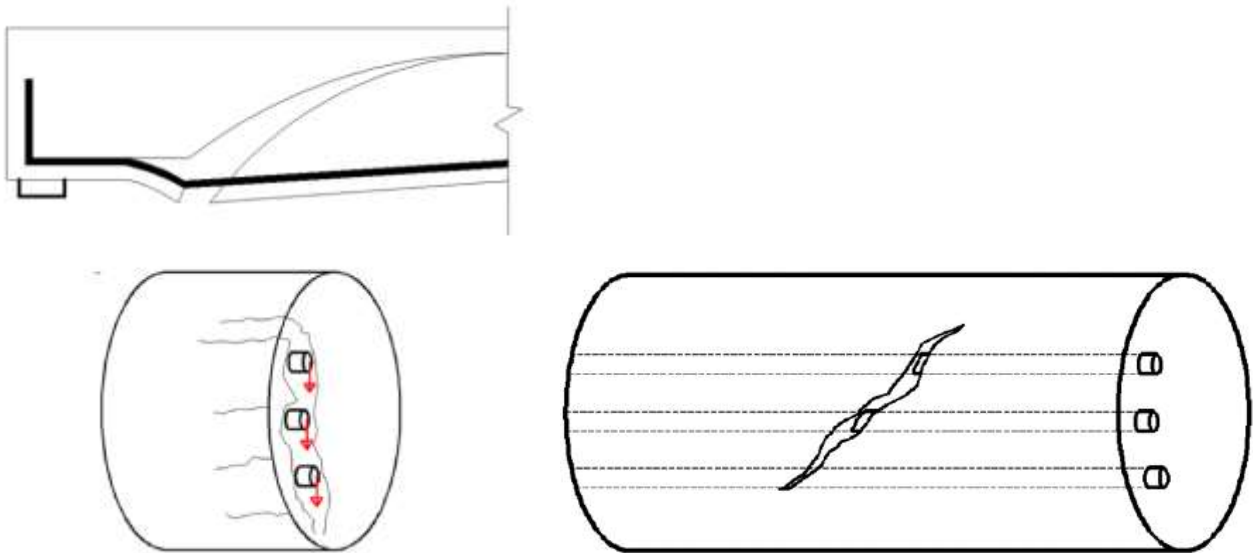


Figura 162 – Meccanismi resistenti a taglio relativi ad una sezione circolare in c.a. Contributo benefico delle armature longitudinali rispetto all'apertura delle fessure.

n.2.3. Progettazione delle armature della trave di correa

Le massime sollecitazioni flessionali derivanti dal calcolo automatico sono pari a circa

$$M_{Ed} = 5620000 \text{ daNcm} = 56200 \text{ daNm} = 562 \text{ kNm} \rightarrow 600 \text{ kNm}$$

Dunque, sapendo che

$$c = 55 \text{ mm} = 5,5 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} = 1,4 \text{ cm}$$

$$d' = c + \frac{\phi}{2} = 55 + \frac{14}{2} = 55 + 7 = 62 \text{ mm} \rightarrow 65 \text{ mm} = 6,5 \text{ cm}$$

$$h = 1000 \text{ mm} = 100 \text{ cm}$$

$$d = s - d' = 1000 - 65 = 935 \text{ mm} = 93,5 \text{ cm}$$

$$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 45 = 37,35 \text{ N/mm}^2 = 373,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{37,35}{1,50} = 21,2 \text{ N/mm}^2 = 212 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ N/mm}^2 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Si ricava la seguente armatura minima

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{6000000}{0,9 \cdot 93,5 \cdot 3913} = 18,22 \text{ cm}^2$$

Tenendo conto che l'interasse dei pali lungo un allineamento è pari a 240 cm, si ritiene di poter disporre barre $\phi 14$ ad un passo di 20 cm.

$$A_s = \frac{240}{20} \cdot 1,54 = 18,48 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{18,48 \cdot 3913}{0,8 \cdot 240 \cdot 212} = 1,78 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 18,48 \cdot 3913 \cdot (93,5 - 0,4 \cdot 1,78) = 6709708 \text{ daNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{6000000}{6709708} = 0,89 < 1$$

La verifica a flessione è soddisfatta.

Si effettua la verifica attraverso il software VcaSlu del Prof. Piero Gelfi dell'Università degli Studi di Brescia.

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	240	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18,48	6,5
2	18,48	93,5

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione: Retta Deviate

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

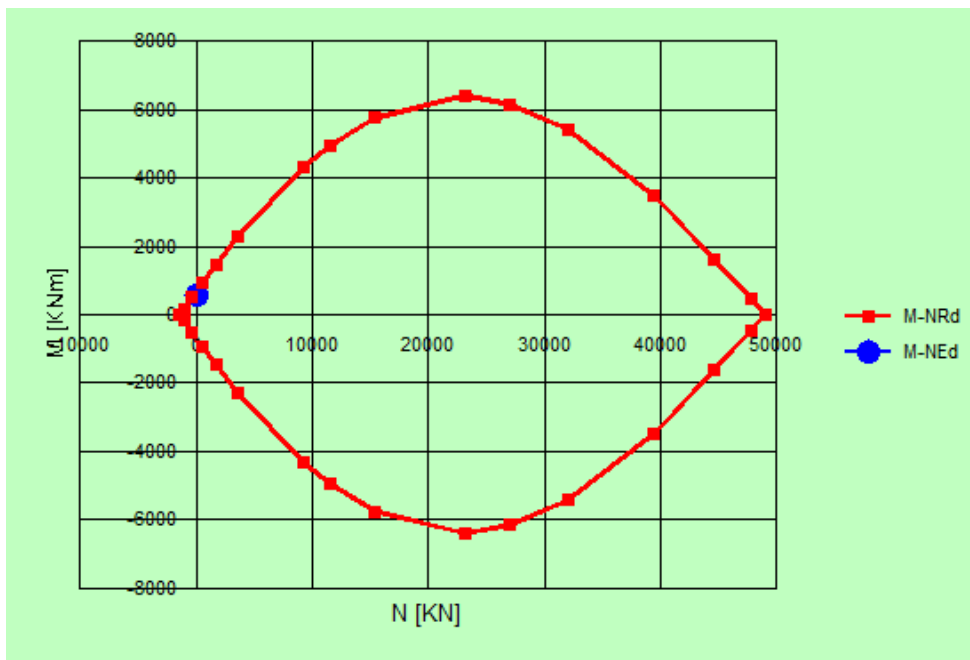
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

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



Con barre $\phi 16$ ad un passo di 20 cm.

$$A_s = \frac{240}{20} \cdot 2,01 = 24,12 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{24,12 \cdot 3913}{0,8 \cdot 240 \cdot 212} = 2,32 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 24,12 \cdot 3913 \cdot (93,5 - 0,4 \cdot 2,32) = 8737090 \text{ daNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{6000000}{8737090} = 0,69 < 1$$

La verifica a flessione è, a maggior ragione, soddisfatta.

Si procede con la verifica a taglio per elementi non armati per tale scopo. Quale sollecitazione, sull'interasse di 240 cm, si considera lo sforzo massimo nei pali.

$$V_{Ed} = N_{c,Ed} = 135000 \text{ daN} = 1350 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{935}} = 1,463$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,463^{3/2} \cdot 37,35^{1/2} = 0,379 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,\min} = v_{\min} \cdot b \cdot d = 0,379 \cdot 2400 \cdot 935 = 850476 \text{ N} = 85048 \text{ daN}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{18,48}{240 \cdot 93,5} = 0,000824$$

$$V_{Rd} = \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c \right] \cdot b \cdot h$$

$$V_{Rd} = \left[0,18 \cdot 1,463 \cdot (100 \cdot 0,00084 \cdot 37,35)^{1/3} / 1,5 \right] \cdot 2400 \cdot 935 = 576729 \text{ N} = 57673 \text{ daN}$$

Per trasferire gli sforzi trasmessi alla trave di correa dai pali, attivando meccanismi puntone-tirante, è necessario disporre armature in grado di assorbire gli sforzi trasmessi dai pali. In particolare, si disporranno barre $\phi 20$ inclinate a 45° in grado di assicurare il trasferimento degli sforzi trasmessi dai pali di valle a quelli di monte attraverso la biella tesa inclinata.

$$S_t = \frac{N_{c,Ed}}{\sqrt{2}} = \frac{135000}{\sqrt{2}} = 95459 \text{ daN}$$

$$A_{s,min} = \frac{S_t}{f_{yd}} = \frac{95459}{3913} = 24,4 \text{ cm}^2$$

Si prevede di disporre barre $\phi 20$ a passo di 30 cm

$$A_s = \frac{240}{30} \cdot \frac{\pi \cdot 2^2}{4} = 25,13 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Lo sforzo nella biella compressa viene trasferita ad armature orizzontali superiori e verticali di continuità con quelle dei pali.

$$S_c = S_t = \frac{N_{c,Ed}}{\sqrt{2}} = \frac{135000}{\sqrt{2}} = 95459 \text{ daN} \quad \text{sforzi nella biella compressa}$$

$$S_s = \frac{S_c}{\sqrt{2}} = \frac{95459}{\sqrt{2}} = 67500 \text{ daN}$$

$$A_{s,min} = \frac{S_s}{f_{yd}} = \frac{67500}{3913} = 17,25 \text{ cm}^2$$

Si dispongono n. 5 ulteriori barre sagomate ad "U" del diametro di 16 mm nell'intorno di ciascun palo di monte in maniera tale da garantire l'assorbimento di tale sforzo.

$$A_s = 5 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} = 20,1 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Localmente, le barre orizzontali superiori presenti sono in grado di assorbire gli sforzi così come individuati.

n.3. Dimensionamento e verifica degli elementi della paratia ai piedi della scarpata di Via Marignano

Nell'ambito della presente sezione si riportano le valutazioni condotte con riferimento alla porzione di Via Marignano contraddistinta dal maggior dislivello fra il piano stradale della medesima e il piede della scarpata lato nord. In particolare, ai fini della valutazione del regime di spinta sull'opera di contenimento, è stata considerata la geometria della sezione A11.

n.3.1. Individuazione delle spinte sulla paratia

Per la determinazione dell'entità delle spinte sulla paratia si è fatto ricorso, anche in questo caso, al software SSAP2010 già illustrato in precedenza.

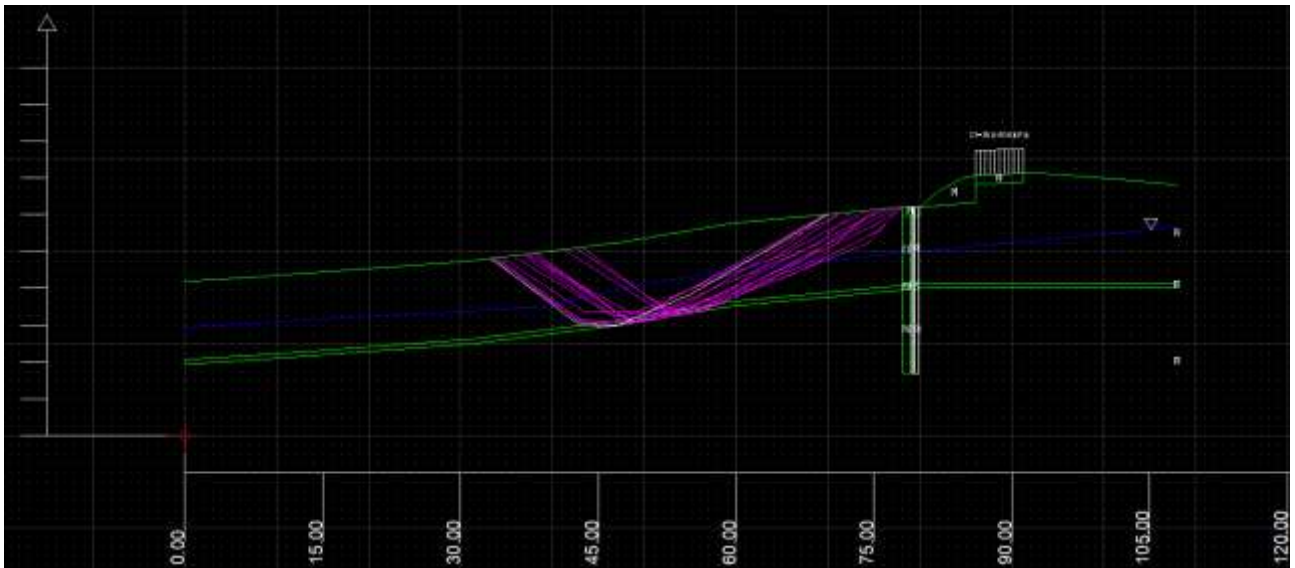


Figura 163 – Modello di calcolo elaborato con SSAP2010 e superfici di scorrimento (colore magenta).

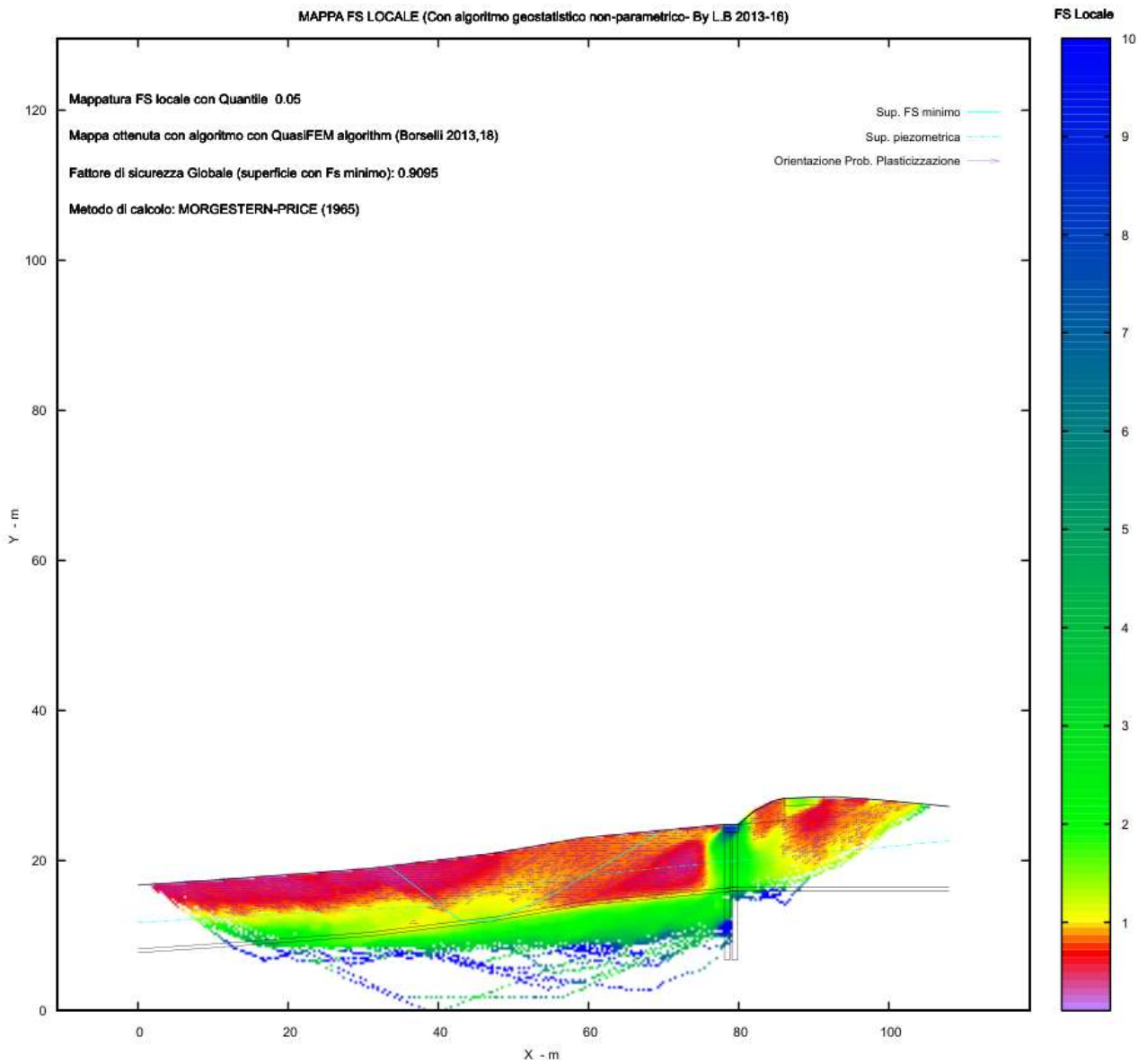


Figura 164 – Mappatura coefficienti di sicurezza.

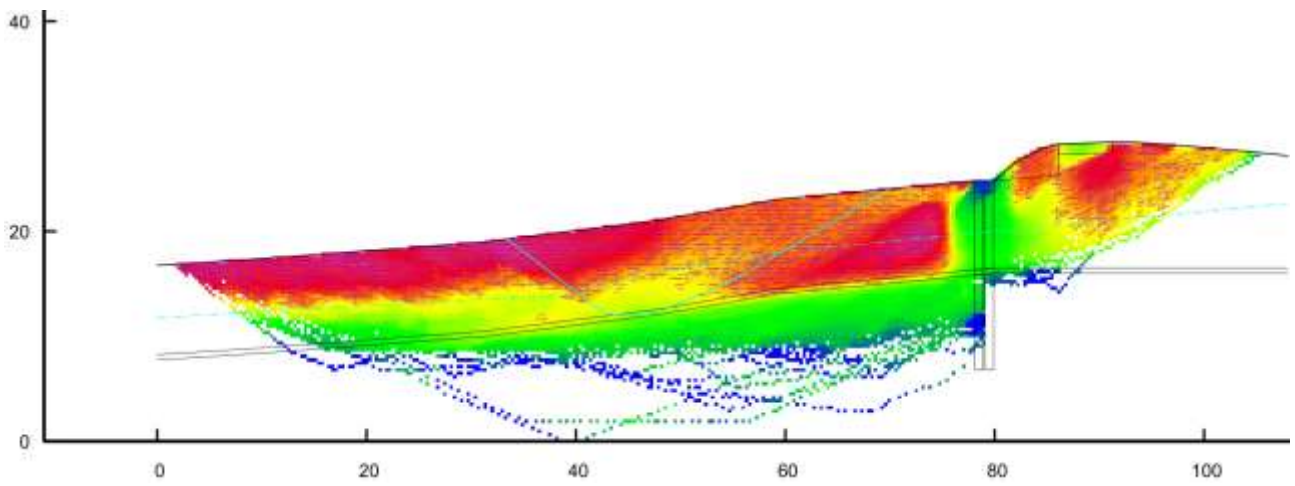


Figura 165 – Mappatura coefficienti di sicurezza: dettaglio.

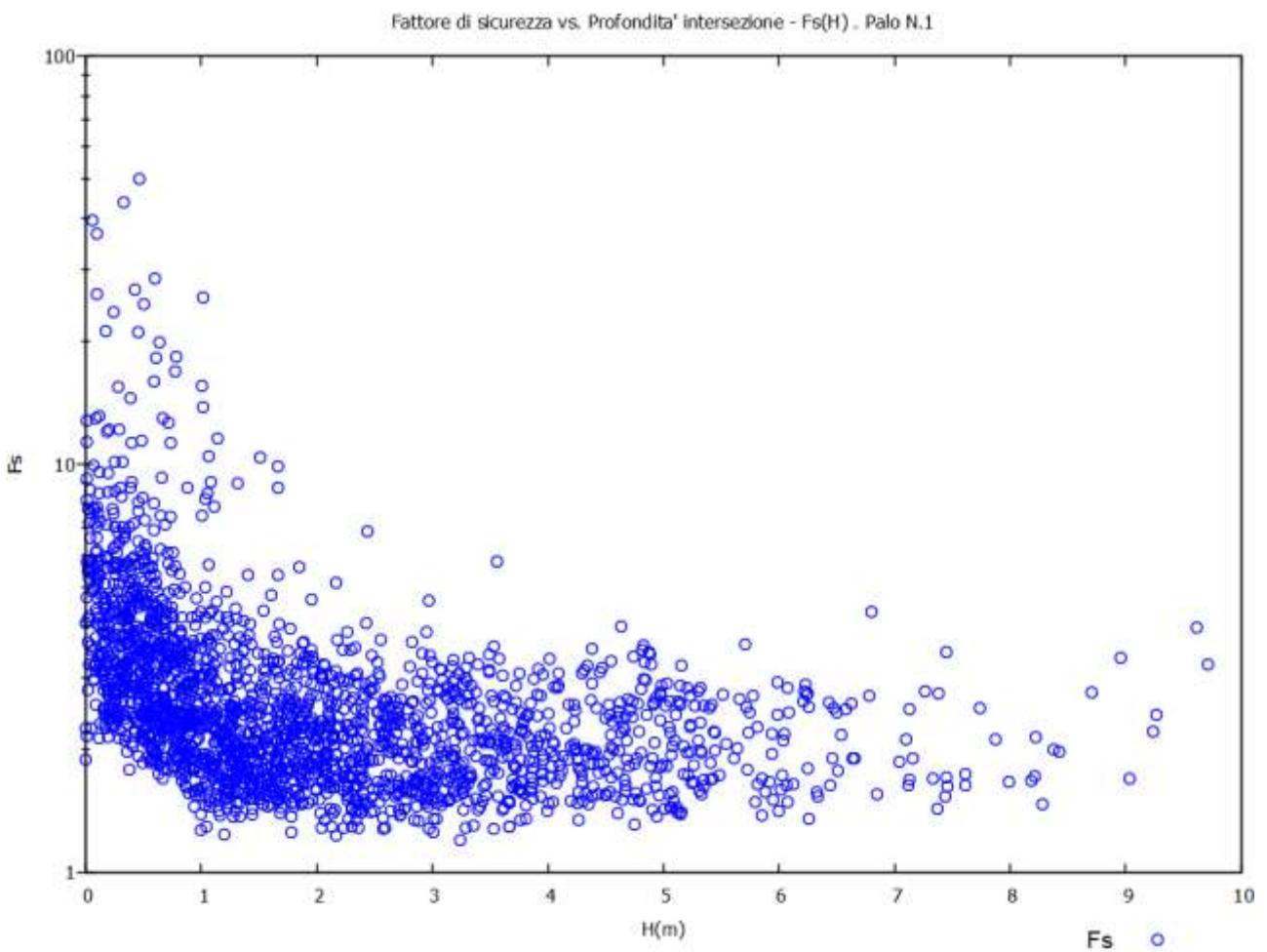


Figura 166 – Fattori di sicurezza F_s relativi alla palificata in progetto.

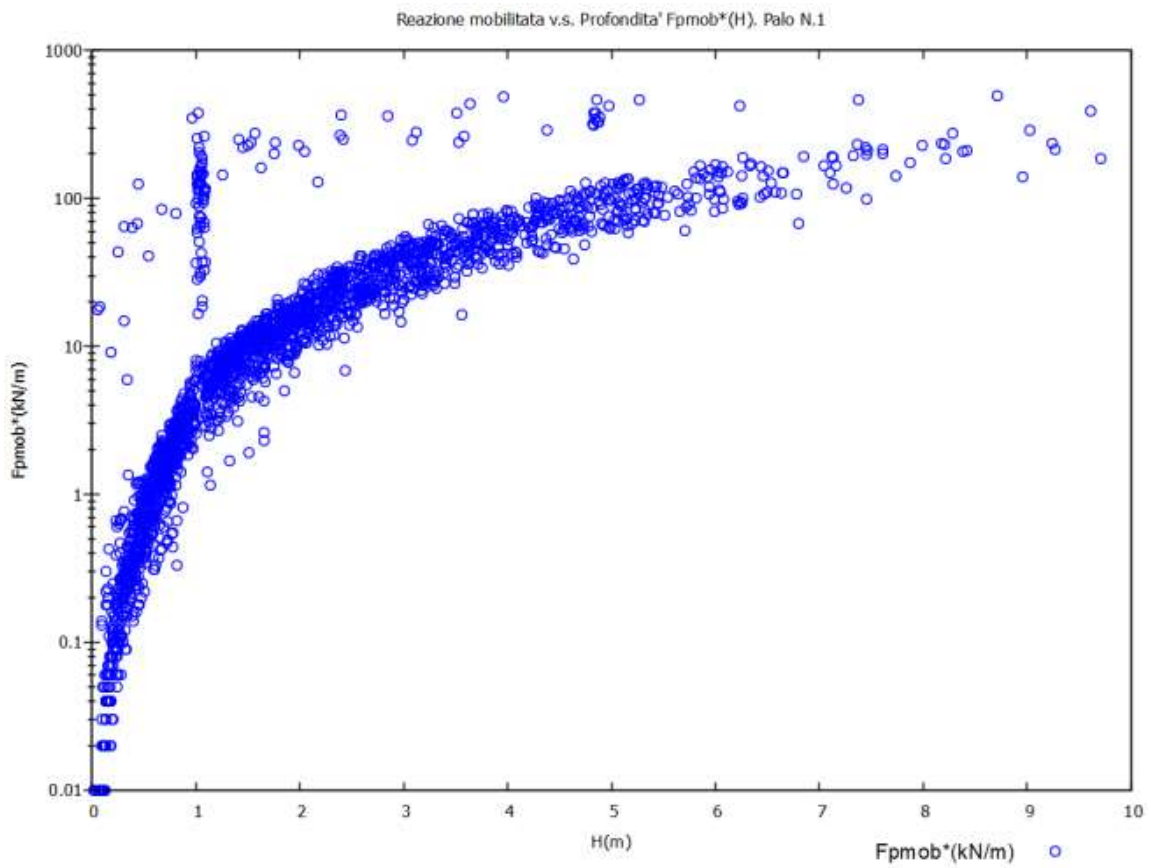


Figura 167 – Reazione mobilitata dalla palificata.

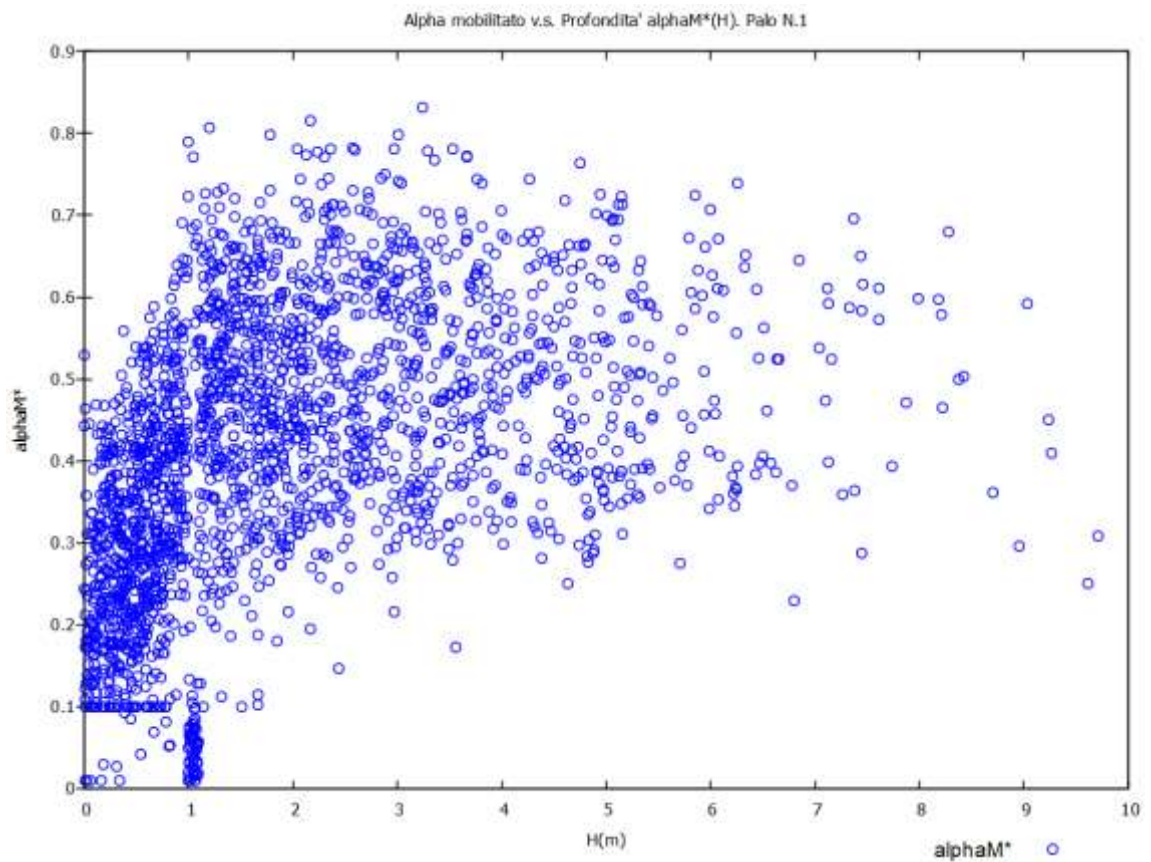


Figura 168 – Coefficiente di mobilitazione della spinta α_m .

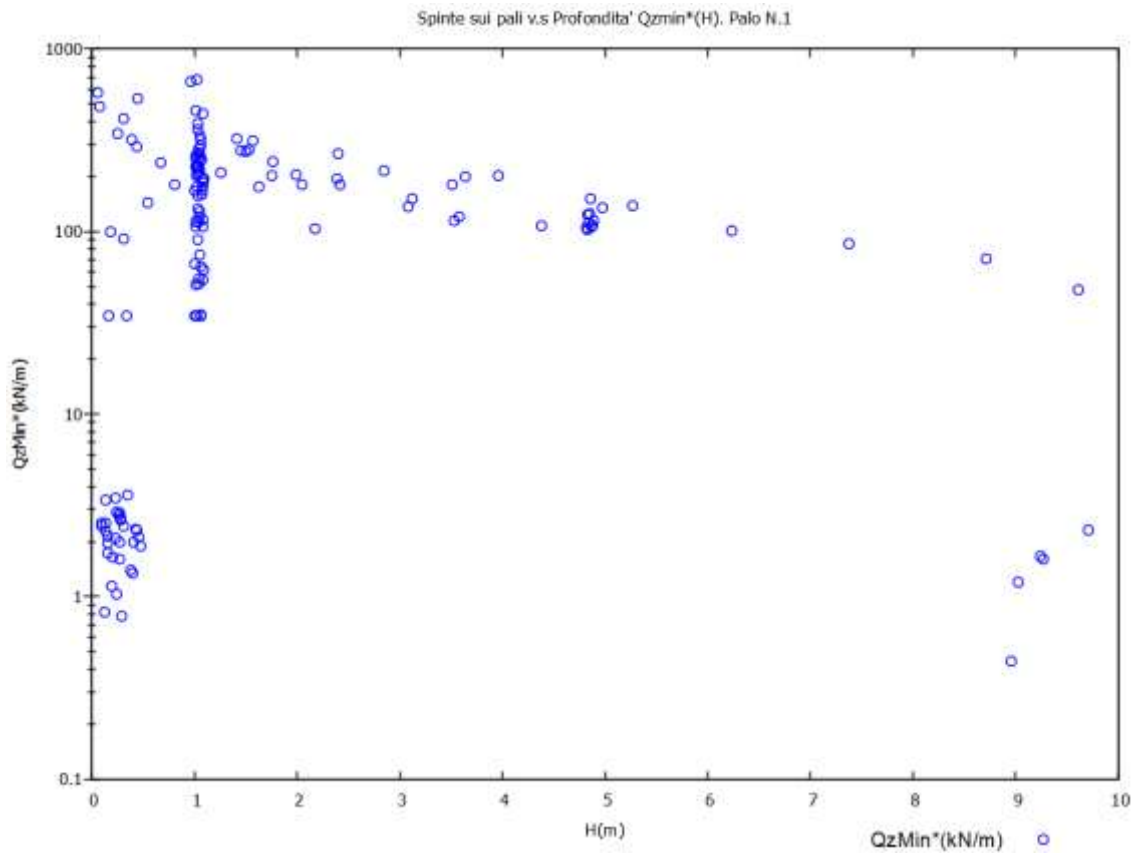


Figura 169 – Spinta minima sui pali.

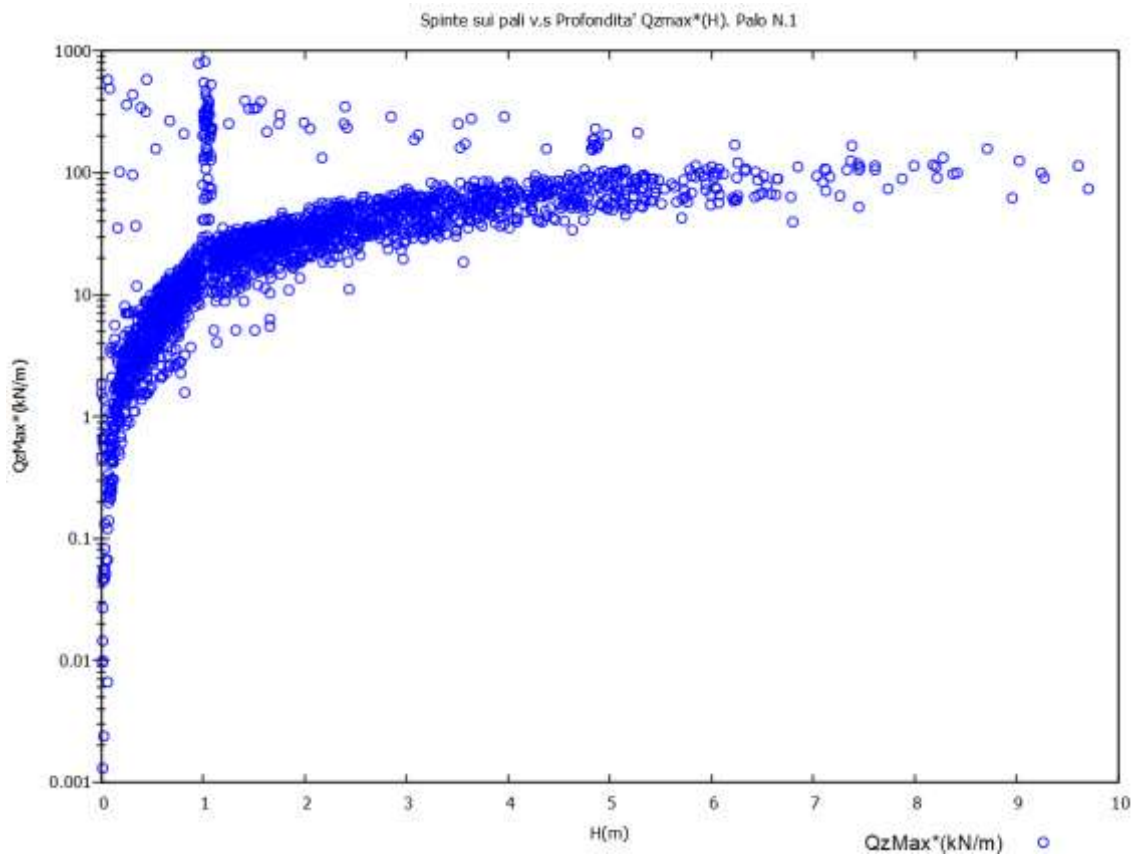


Figura 170 – Spinta massima sui pali.

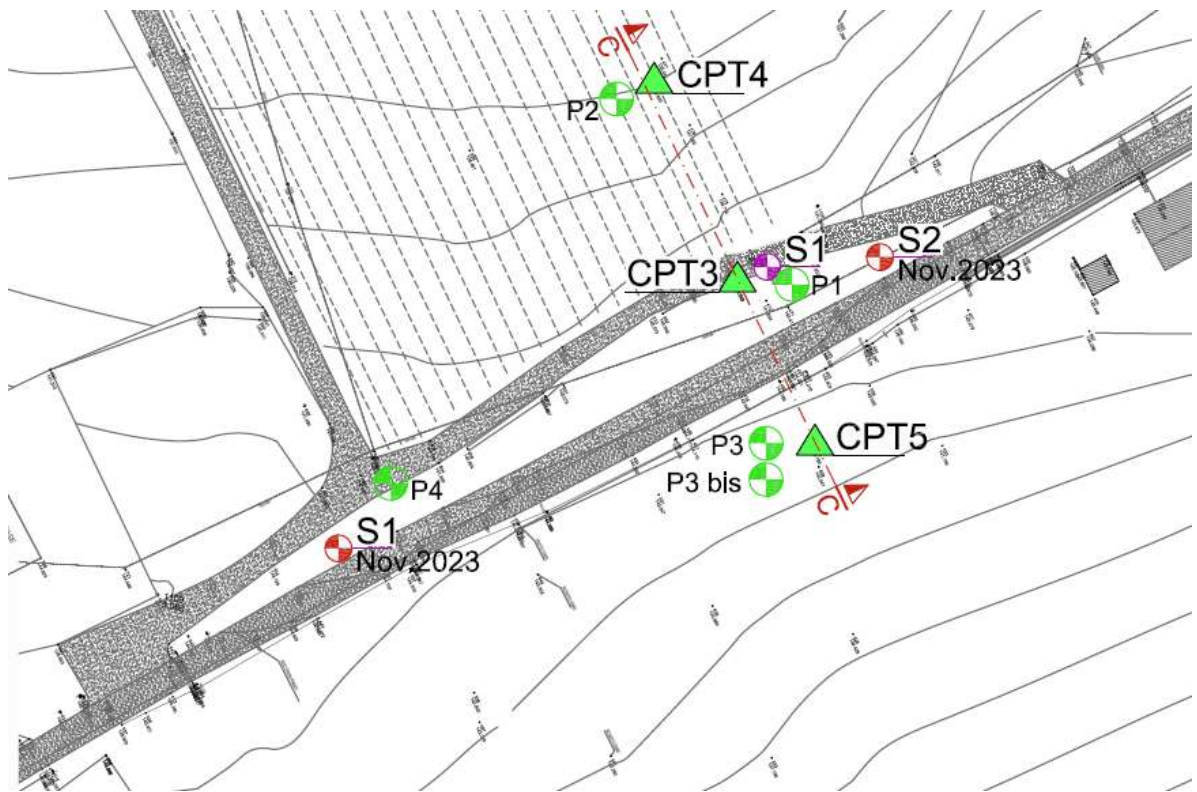


Figura 171 – Stralcio planimetrico con indicazione indagini significative.

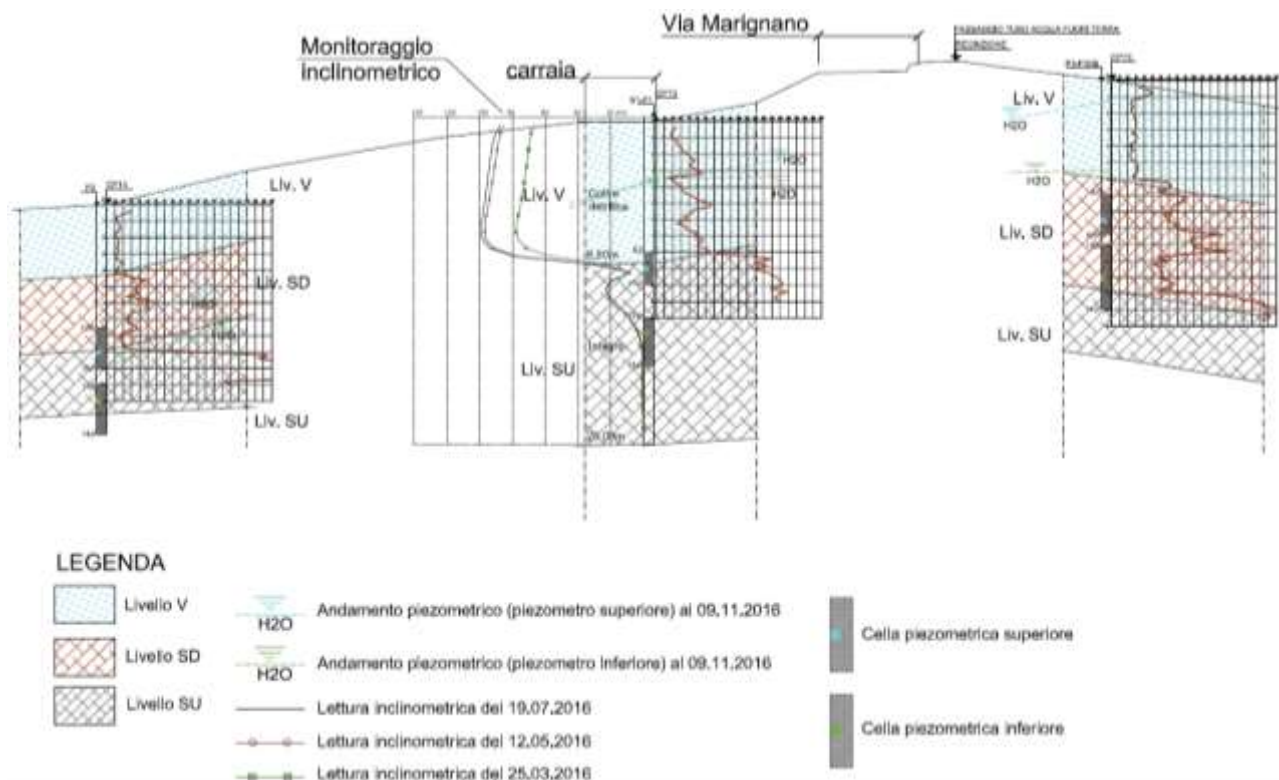


Figura 172 – Sezione litostratigrafica C-C.

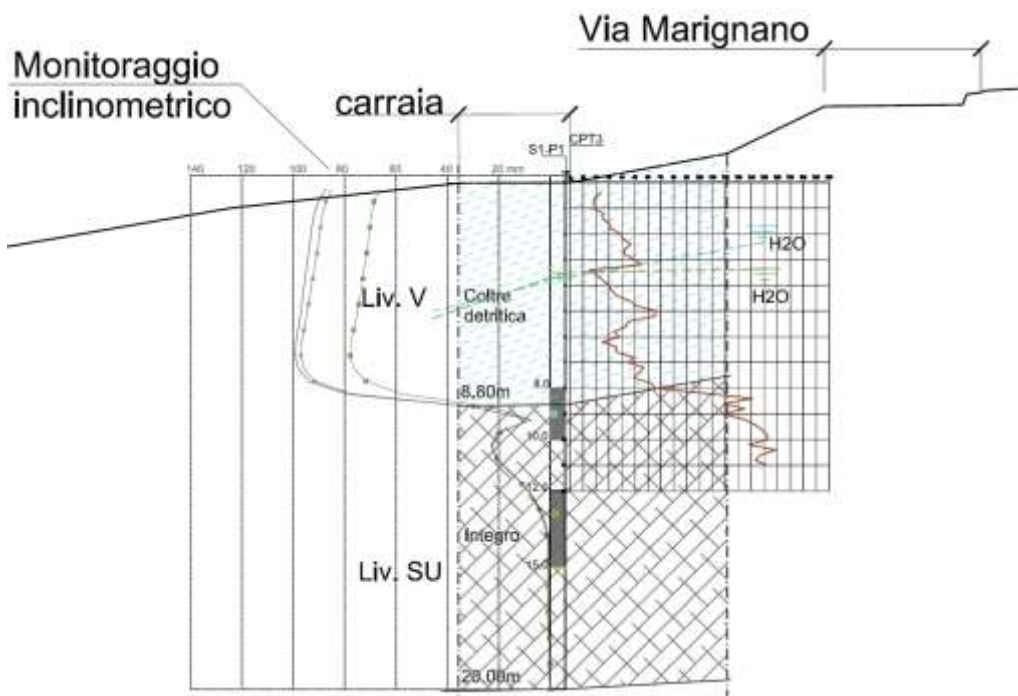


Figura 173 – Sezione litostratigrafica C-C: dettaglio.

S.P.T. Prof. Tipo Valori		CAMPIONI Prof. Tipo		STRATIGRAFIA E DESCRIZIONE	Prof. (m)	Carot. (%) R.Q.D. (%)	Pocket Test kg/cm ²	Vane Test	FALDA Rinv. Stab.	Inclino-metro	Diam. (mm)	Metodo Perf.ne	Metodo Stab.ne
				SOTTOFONDO STRADALE: Argille limose ocre con clasti	0.3		1.5 3.2 3.0	0.9 1.2 1.2					
				COLTRE DETRITICA: Argille limose ocre con livelli sabbiosi giallastri			2.0 2.2 2.0	1.0 1.0 1.0					
				Livelli sabbiosi: -1.20: sabbia per 3 cm -2.10: sabbia per 10 cm -2.50: sabbia per 5 cm -3.30: sabbia per 5 cm -3.60: sabbia per 5 cm -4.40: sabbia per 5 cm -5.50: sabbia per 3 cm -5.80: sabbia per 4 cm -6.60: sabbia per 3 cm -7.10: sabbia per 10 cm			2.0 2.5 4.1 3.3 3.0 2.0 1.5 2.2 4.0 5.5 6.0 6.0	0.9 1.1 1.7 1.4 1.3 1.0 0.7 1.0 1.8 2.0					
				SUBSTRATO FORMAZIONALE: Marna argillose grigie con livelli decimetrici sabbiosi grigio azzurri (con presenza di conchiglie); stratificazione 10°	8.8								

Figura 174 – Stralcio del sondaggio a carotaggio continuo S1 effettuato nel novembre 2015.

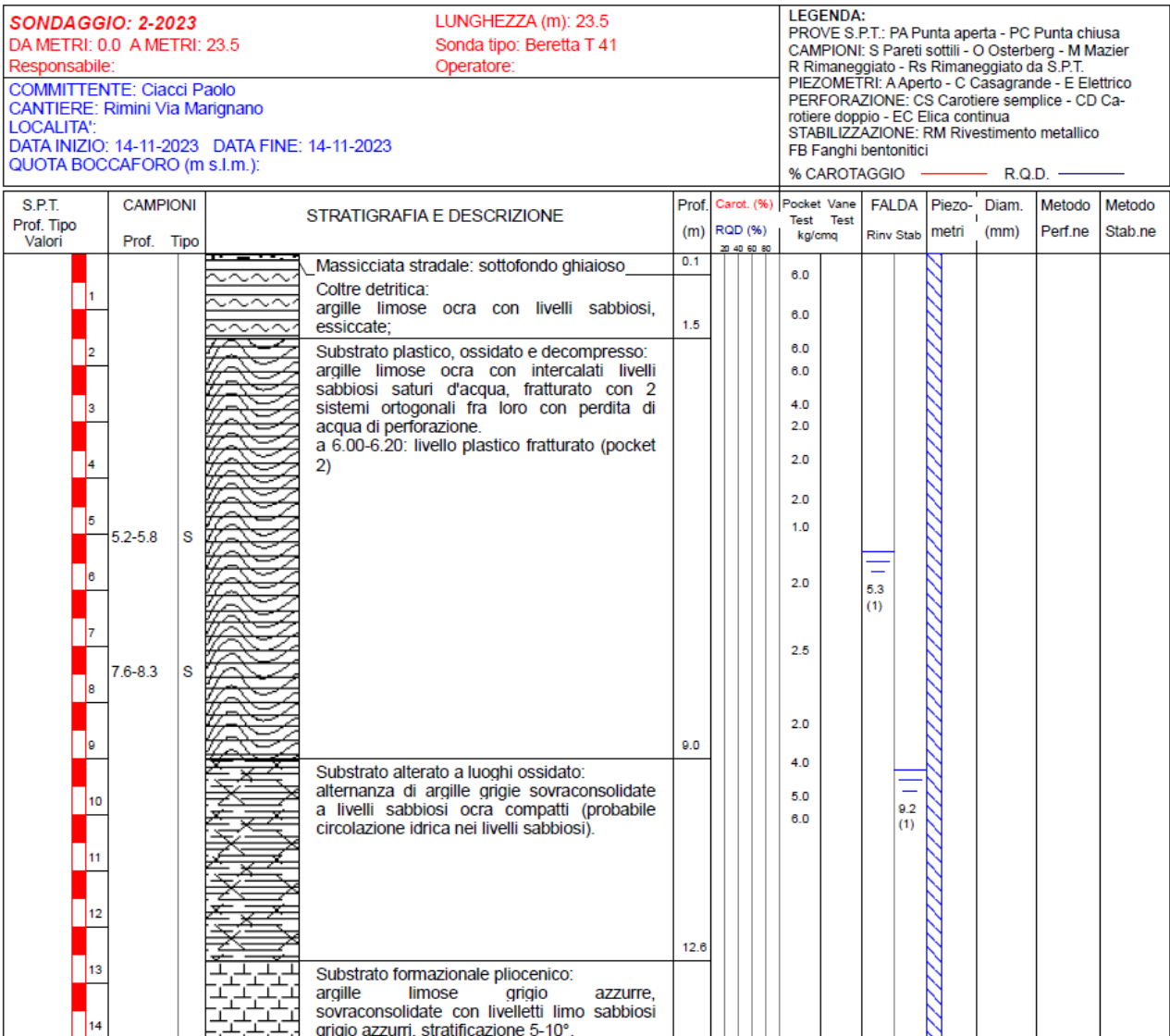


Figura 175 – Stralcio del sondaggio a carotaggio continuo S2 effettuato nel novembre 2023.

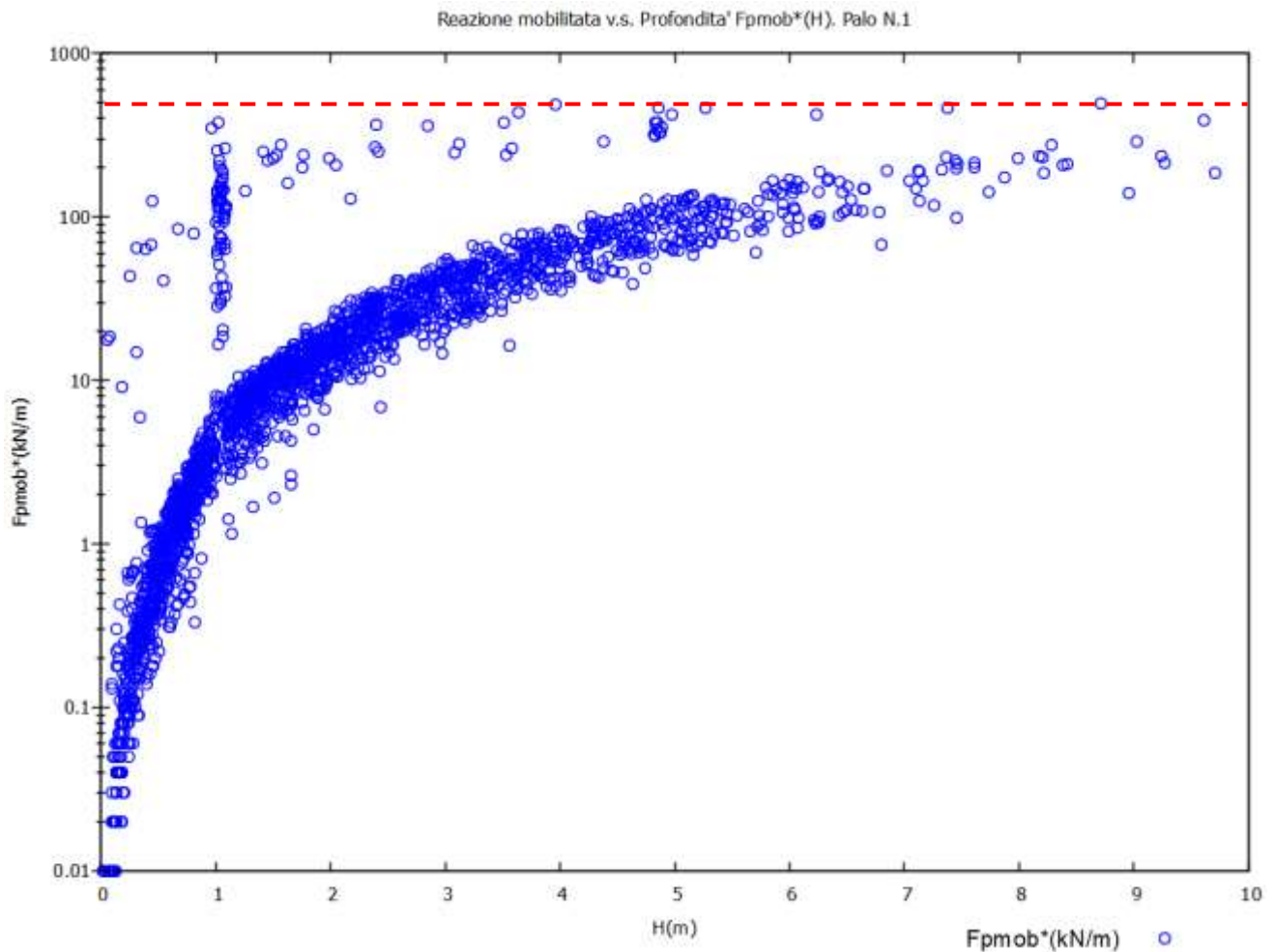


Figura 176 – Reazione mobilitata dalla palificata.

La superficie di scivolamento si colloca ad una quota di circa 9 metri dal piano campagna e, quindi, con riferimento a tale quota, la spinta mobilitata per unità di lunghezza della paratia è pari a:

$$F_{Pmob} = 500 \text{ kN} = 50000 \text{ daN}$$

Tenuto conto dell'interasse dei pali, pari a 1,2 m dai grafici delle spinte, si desumono le seguenti pressioni agenti sul singolo palo:

$$q(z)_{\min} \cong 12 \text{ kN/m} = 1200 \text{ daN/m} \quad \text{valore stimato per eccesso}$$

$$q(z)_{\max} \cong 130 \text{ kN/m} = 13000 \text{ daN/m}$$

in base al grafico sopra riportato

$$q(z) = \frac{2 \cdot F_{Pmob} \cdot i}{H} = \frac{2 \cdot 500 \cdot 1,2}{9} = 133,33 \text{ kN/m} = 13333 \text{ daN/m} \rightarrow 13500 \text{ daN/m}$$

nell'ipotesi di individuare un carico triangolare.

I valori individuati attraverso i due criteri conducono a risultanti comparabili.

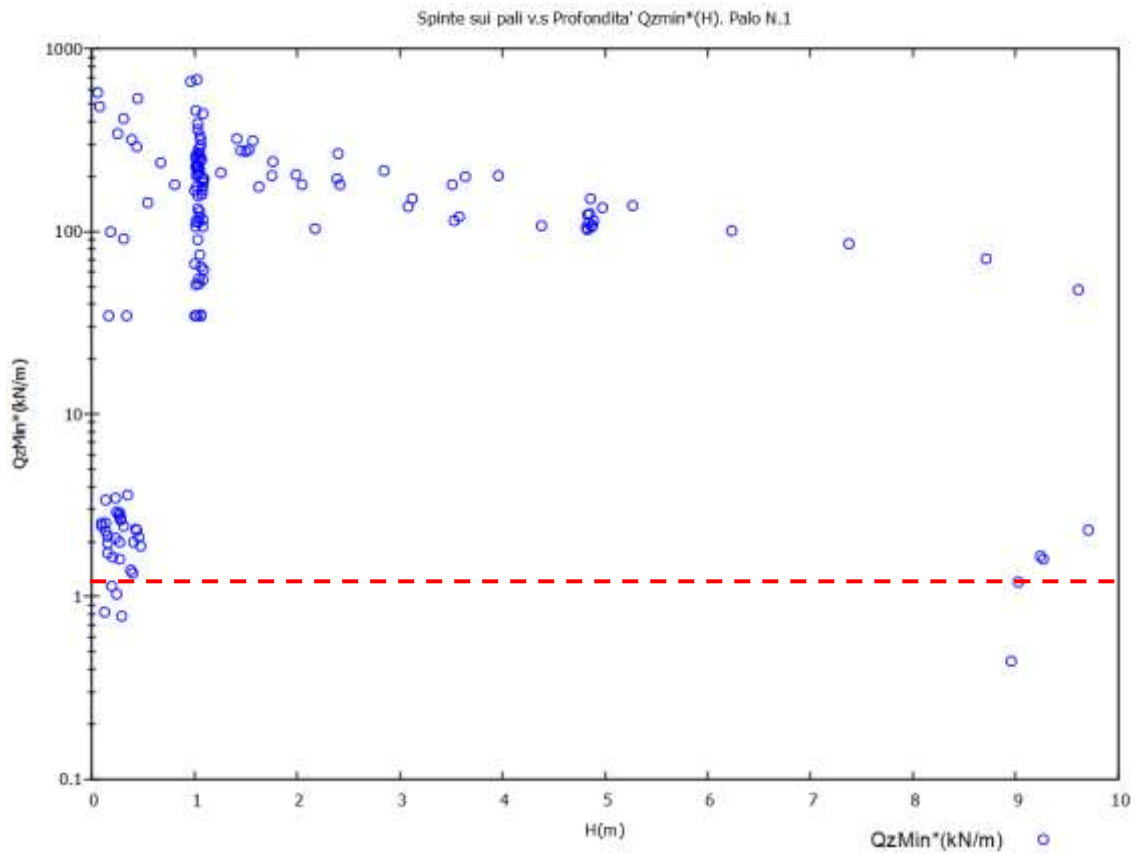


Figura 177 – Spinta minima sui pali.

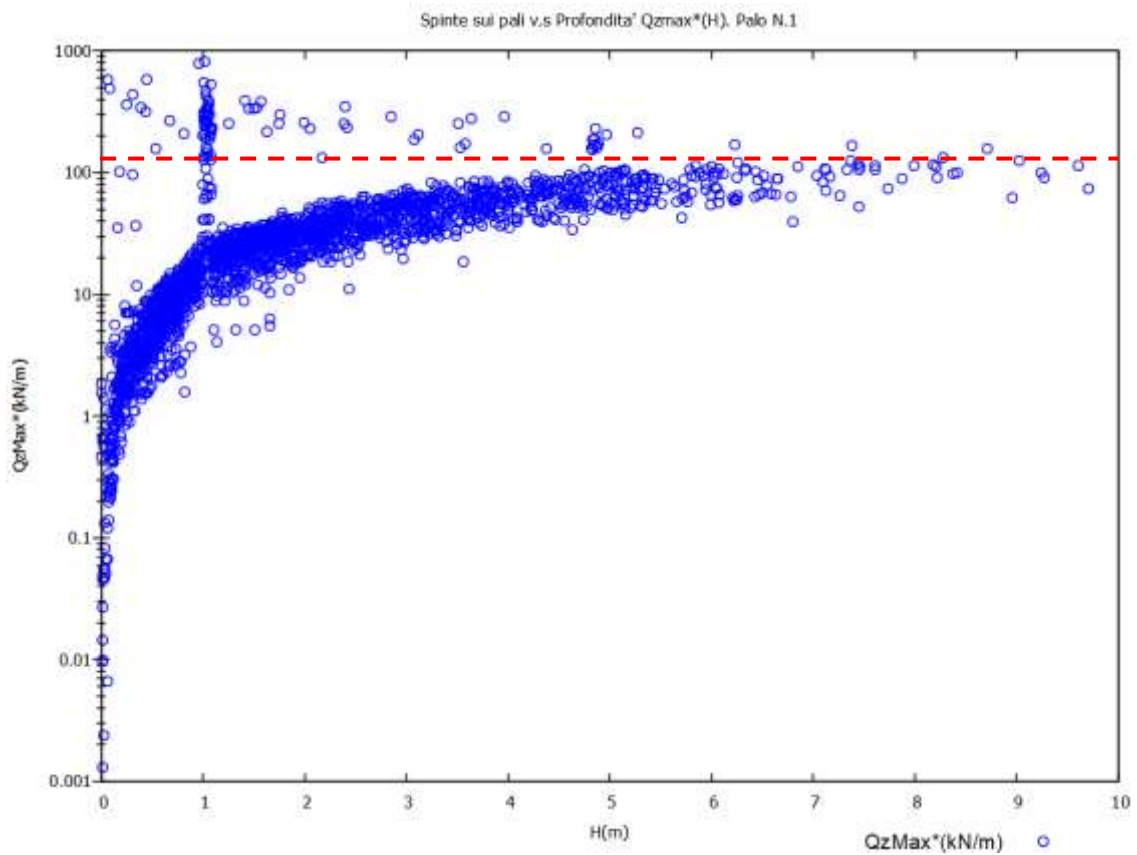


Figura 178 – Spinta massima sui pali.

Al fine di verificare l'entità della spinta individuata in relazione alle condizioni limite di spinta, si ricavano i valori delle massime pressioni e spinte attiva e passiva:

$$\varphi = 14^\circ$$

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{14}{2}\right) = 0,610$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{14}{2}\right) = 1,638$$

Si tiene conto della presenza della scarpata nell'individuazione delle spinte assumendone il peso con riferimento all'altezza massima della medesima.

$$h_1 = 3,00 \text{ m}$$

$$h_2 = 3,00 + 9,00 = 12,00 \text{ m}$$

$$p_{a,\min} \cong \gamma_t \cdot h_1 \cdot \lambda_a = 1800 \cdot 3,00 \cdot 0,610 = 3294 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{a,\max} \cong \gamma_t \cdot h_2 \cdot \lambda_a = 1800 \cdot 12,00 \cdot 0,610 = 13176 \text{ daN/m}^2$$

Per quel che concerne le spinte passive si considera anche l'influenza dei carichi mobili considerando un carico uniformemente distribuito equivalente pari a 1500 daN/m ricavato equiparando i carichi concentrati ad una azione distribuita sia sul piano stradale sia lungo la scarpata.

$$p_{p,\min} \cong \gamma_t \cdot h_1 \cdot \lambda_p + p_v \cdot \lambda_p = 1800 \cdot 3,00 \cdot 1,638 + 1500 \cdot 1,638 = 8845 + 2457 = 11302 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{p,\max} = \gamma_t \cdot h_2 \cdot \lambda_p + p_v \cdot \lambda_p = 1800 \cdot 12,00 \cdot 1,638 + 1500 \cdot 1,638 = 35381 + 2457 = 37838 \text{ daN/m}^2$$

Le spinte su singolo palo si ricavano come segue:

$$q_{a,\min} = p_{a,\min} \cdot i = 3294 \cdot 1,20 = 3953 \text{ daN/m}$$

$$q_{a,\max} = p_{a,\max} \cdot i = 13176 \cdot 1,20 = 15811 \text{ daN/m}$$

$$q_{p,\min} = p_{p,\min} \cdot i = 11302 \cdot 1,20 = 13562 \text{ daN/m}$$

$$q_{p,\max} = p_{p,\max} \cdot i = 37838 \cdot 1,20 = 45406 \text{ daN/m}$$

$$q_{a,\text{medio}} = \frac{q_{a,\min} + q_{a,\max}}{2} = \frac{3953 + 15811}{2} = 9882 \text{ daN/m}$$

$$S_a = \frac{q_{a,\min} + q_{a,\max}}{2} \cdot H = \frac{3953 + 15811}{2} \cdot 9,00 = 88938 \text{ daN}$$

$$q_{p,\text{medio}} = \frac{q_{p,\min} + q_{p,\max}}{2} = \frac{13562 + 45406}{2} = 29484 \text{ daN/m}$$

$$S_p = \frac{q_{p,\min} + q_{p,\max}}{2} \cdot H = \frac{13562 + 45406}{2} \cdot 9,00 = 265356 \text{ daN}$$

In effetti il coefficiente di mobilitazione a 9 metri di profondità è circa pari a 0,3 e fattorizzando la spinta passiva per tale valore si ottiene una spinta mobilitata sul singolo palo pari a circa 796 kN (663 kN per sviluppo unitario della paratia), compatibile con gli esiti dell'analisi numerica.

Tenuto conto delle spinte mobilitate così come sopra individuate, si ritiene che l'efficacia del presidio sia tale per cui è ragionevole ipotizzare, a monte della paratia una spinta pari a quella attiva. Pertanto, si è proceduto all'esecuzione delle verifiche di resistenza dei pali per un carico uniforme desunto in ragione della profondità del substrato in corrispondenza della sezione C-C ed allineando le spinte attive a quanto ricavato attraverso il ricorso a SSAP.

$$h_{1,med} = 1,5 \text{ m}$$

$$h_2 = 1,50 + 8,80 = 10,30 \text{ m}$$

$$p_{a,min} \cong \gamma_t \cdot h_1 \cdot \lambda_a = 1800 \cdot 1,50 \cdot 0,610 = 1647 \text{ daN/m}^2$$

$$p_{a,max} \cong \gamma_t \cdot h_2 \cdot \lambda_a = 1800 \cdot 10,30 \cdot 0,610 = 11309 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{a,min} = p_{a,min} \cdot i = 1647 \cdot 1,20 = 1976 \text{ daN/m} \rightarrow 2000 \text{ daN/m}$$

$$q_{a,max} = p_{a,max} \cdot i = 11309 \cdot 1,20 = 13571 \text{ daN/m} \rightarrow 13600 \text{ daN/m}$$

n.3.2. Verifica di resistenza dei pali

In ragione delle pressioni agenti sulla paratia individuate per mezzo dell'analisi di equilibrio del pendio, si è provveduto a determinare lo stato di sollecitazione sui pali.

Le sollecitazioni massime che si ricavano attraverso il calcolo automatico secondo le diverse ipotesi formulate, sono le seguenti:

$$N_{t,Ed} = 125000 \text{ daN} = 1250 \text{ kN} \quad \text{sforzo massimo di trazione nei pali lato Via Marignano}$$

$$N_{t,Ed} = 90000 \text{ daN} = 900 \text{ kN} \quad \text{sforzo di trazione associato al momento massimo}$$

$$N_{c,Ed} = 143000 \text{ daN} = 1430 \text{ kN} \quad \text{sforzo massimo di compressione nei pali lato valle}$$

$$V_{Ed} = 72500 \text{ daN} = 725 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 21000000 \text{ daNcm} = 210000 \text{ daNm} = 2100 \text{ kNm}$$

(valori arrotondati per eccesso e relativi all'ipotesi più sfavorevole in relazione alle spinte sulla paratia)

Si prevede di armare le sezioni maggiormente sollecitate dei pali con

20 ϕ 30 correnti e 8 ϕ 30 aggiuntivi in zona tesa (lato monte)

$$A_{s_corrente} = 20 \cdot 7,07 = 141,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_agg} = 8 \cdot 7,07 = 56,56 \text{ cm}^2$$

Si esegue la verifica a presso-tenso-flessione attraverso il software VcaSlu messo a punto dal Prof. Piero Gelfi considerando le armature correnti uniformemente distanziate ed una armatura aggiuntiva equivalente concentrata in zona tesa di area pari a 56,56 cm² per la quale si individua la posizione del baricentro rispetto all'asse del palo.

$$y_{G_agg} \cong \frac{2 \cdot 7,07 \cdot (32 + 29 + 23,3 + 15,3)}{56,56} = \frac{1408,34}{56,56} = 25 \text{ cm}$$

Considerando lo sforzo di trazione sopra indicato relativo alla sezione interessata dal momento massimo si ottiene quanto segue:

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 6.5 [cm]

N° barre: 2 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	30
2	56,56	0	-25

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

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

Materiali

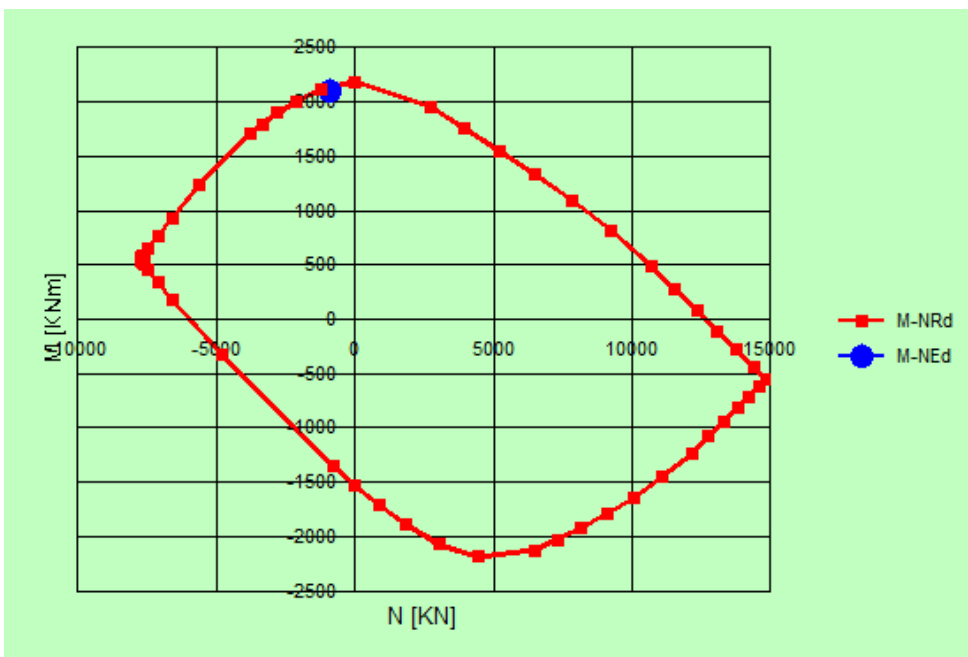
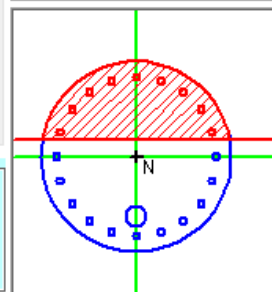
B450C C25/30

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 2 138 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 4,267 ‰
 d 73,5 cm
 x 33,12 x/d 0,4506
 δ 1



La verifica a tensoflessione nella sezione maggiormente sollecitata è soddisfatta in quanto il momento resistente è maggiore di quello sollecitante.

Per i massimi sforzi assiali di compressione si ha:

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 3 [cm]
 Coprifero (baric.): 6,5 [cm]

N° barre: 2 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	30
2	56,56	0	-25

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1430 0 kN
 M_{xEd}: 2100 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

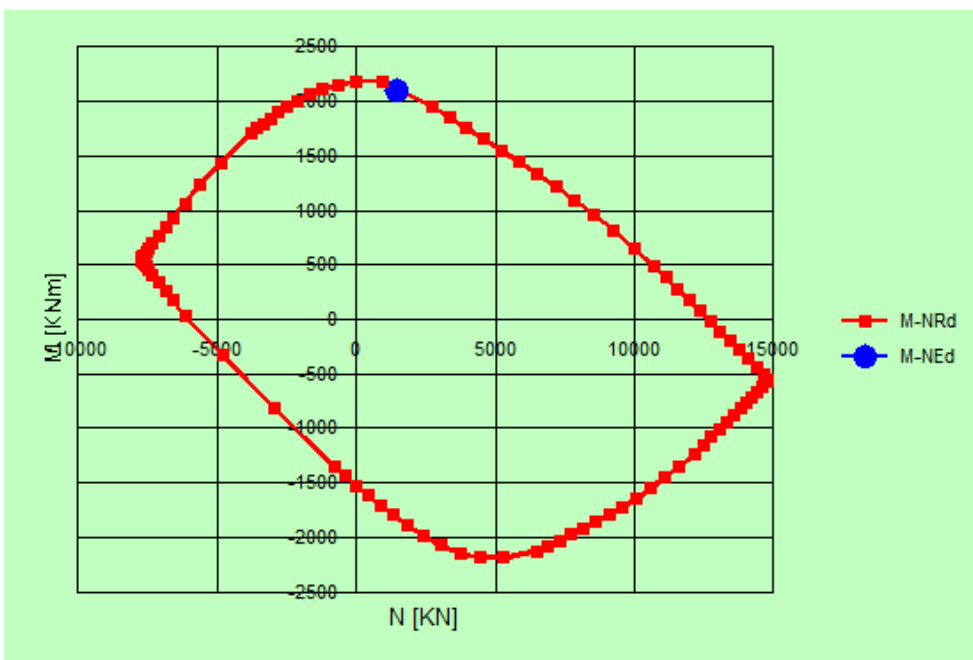
Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

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

M_{xRd}: 2 125 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 2,432 ‰
 d: 73,5 cm
 x: 43,37 x/d: 0,59
 δ: 1

Precompresso



La verifica a pressoflessione nei pali di valle è soddisfatta.

Si procede all'esecuzione della verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata considerando, cautelativamente, le sole armature longitudinali correnti e la staffatura elicoidale realizzata con barre $\phi 12$ disposte a passo di 20 cm.

$$A_{sl} = 20 \cdot 7,07 = 141,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \cdot 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$D = 80 \text{ cm}$$

$$A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 80^2}{4} = 5027 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_c} = \frac{141,40}{5027} = 0,0281$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot D} = \frac{2,26}{20 \cdot 80} = 0,0014125$$

$$V_{Rd}^{non-arm} = 0,232 \cdot D^2 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,232 \cdot 800^2 \cdot (100 \cdot 0,0281 \cdot 24,9)^{1/3} = 611838 \text{ N} = 61184 \text{ daN}$$

$$V_{Rd}^{arm} = V_{Rd}^{non-arm} \cdot (1 + \beta \cdot \rho_w)$$

$$V_{Rd}^{arm} = 61184 \cdot (1 + 245 \cdot 0,0014125) = 61184 \cdot 1,3461 = 82360 \text{ daN}$$

Dunque,

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}^{arm}} = \frac{72500}{82360} = 0,88 < 1$$

La verifica a taglio è soddisfatta.

Considerando un passo della staffatura pari a 15 cm, si ottiene quanto segue:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot D} = \frac{2,26}{15 \cdot 80} = 0,0018833$$

$$V_{Rd}^{arm} = 61184 \cdot (1 + 245 \cdot 0,0018833) = 61184 \cdot 1,4614 = 89414 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}^{arm}} = \frac{72500}{89414} = 0,81 < 1$$

La verifica a taglio è soddisfatta.

n.3.3. Progettazione delle armature della trave di correa

Le massime sollecitazioni flessionali derivanti dal calcolo automatico sono pari a circa

$$M_{Ed} = 6800000 \text{ daNcm} = 68000 \text{ daNm} = 680 \text{ kNm}$$

Dunque, sapendo che

$$c = 55 \text{ mm} = 5,5 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} = 1,4 \text{ cm}$$

$$d' = c + \frac{\phi}{2} = 55 + \frac{14}{2} = 55 + 7 = 62 \text{ mm} \rightarrow 65 \text{ mm} = 6,5 \text{ cm}$$

$$h = 1000 \text{ mm} = 100 \text{ cm}$$

$$d = s - d' = 1000 - 65 = 935 \text{ mm} = 93,5 \text{ cm}$$

$$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 45 = 37,35 \text{ N/mm}^2 = 373,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{37,35}{1,50} = 21,2 \text{ N/mm}^2 = 212 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ N/mm}^2 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Si ricava la seguente armatura minima

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{6800000}{0,9 \cdot 93,5 \cdot 3913} = 20,65 \text{ cm}^2$$

Tenendo conto che l'interasse dei pali lungo un allineamento è pari a 240 cm, si ritiene di poter disporre barre $\phi 16$ ad un passo di 20 cm.

$$A_s = \frac{240}{20} \cdot 2,01 = 24,12 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{24,12 \cdot 3913}{0,8 \cdot 240 \cdot 212} = 2,32 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 24,12 \cdot 3913 \cdot (93,5 - 0,4 \cdot 2,32) = 8737090 \text{ daNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{6800000}{8737090} = 0,78 < 1$$

La verifica a flessione è soddisfatta².

Si esegue il calcolo di verifica a flessione anche attraverso il software VcaSlu messo a punto dal Prof. Piero Gelfi dell'Università degli Studi di Brescia considerando, in prima istanza, una armatura semplice e, poi, anche l'armatura doppia simmetrica che si prevede di porre in opera.

² In ragione della verifica esposta nel precedente paragrafo n.2.3. *Progettazione delle armature della trave di correa*) per sezione simmetricamente armata, sarebbero sufficienti barre del diametro di 14 mm disposte a passo di 20 cm sia inferiormente che superiormente ($A_s = A'_s = 18,48 \text{ cm}^2$) in grado di restituire un momento resistente pari a 699,9 kNm. Il ricorso a barre del diametro di 16 mm, tuttavia, rappresenta un adeguato presidio anche ai fini dell'attivazione dei meccanismi di trasmissione degli sforzi trasferiti dai pali lungo gli allineamenti di valle e di monte.

Titolo : _____

N° strati barre 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	240	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	24,12	93,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

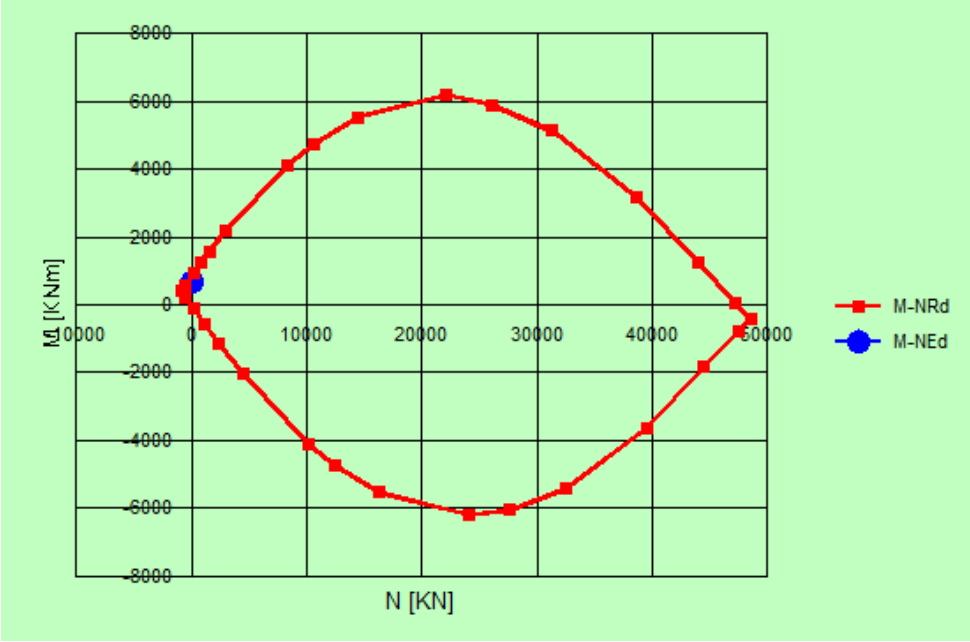
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C35/45
 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} 19,83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

Lato acciaio - Acciaio snervato
 M_{xRd} 871,8 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 2,121 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 93,5 cm
 x 2,849 x/d 0,03047
 δ 0,7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 N^* rett. 100
 L_0 0 cm **Col. modello**
 Precompresso



Il calcolo automatico restituisce un momento resistente sostanzialmente pari a quello individuato per via manuale.

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	240	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	24,12	6,5
2	24,12	93,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Materiali

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}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

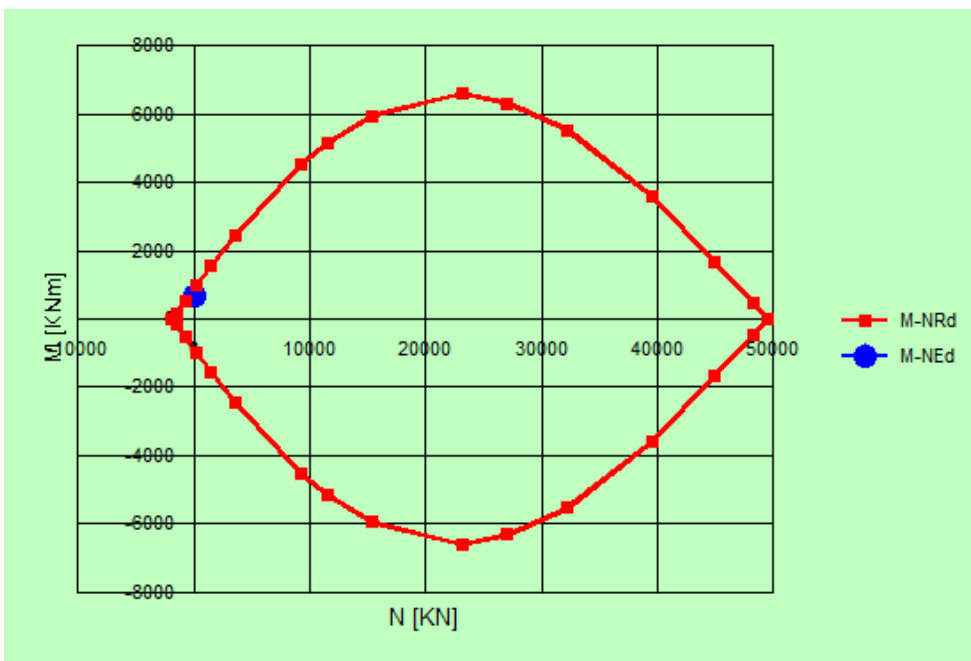
ϵ_c 3,356 ‰

ϵ_s 67,5 ‰

d 93,5 cm

x 4,429 x/d 0,04737

δ 0,7



La verifica è, a maggior ragione, soddisfatta.

Anche in questa sede si riportano le valutazioni delle capacità resistenti a taglio che, tuttavia, con riferimento alle sollecitazioni localmente indotte dai pali, risultano inadeguate. Infatti, in questo caso, si ritiene di poter considerare.

$$V_{Ed} = N_{c,Ed} = 143000 \text{ daN} = 1430 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{935}} = 1,463$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,463^{3/2} \cdot 37,35^{1/2} = 0,379 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,\min} = v_{\min} \cdot b \cdot d = 0,379 \cdot 2400 \cdot 935 = 850476 \text{ N} = 85048 \text{ daN}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{18,48}{240 \cdot 93,5} = 0,000824$$

$$V_{Rd} = \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c \right] \cdot b \cdot h$$

$$V_{Rd} = \left[0,18 \cdot 1,463 \cdot (100 \cdot 0,00084 \cdot 37,35)^{1/3} / 1,5 \right] \cdot 2400 \cdot 935 = 576729 \text{ N} = 57673 \text{ daN}$$

A maggior ragione, panche per questa porzione di trave di correa è necessario disporre apposite armature inclinate in grado di assorbire gli sforzi trasmessi dai pali attivando meccanismi puntone tirante. In particolare, si prevede di installare barre $\phi 22$ inclinate a 45° tali da convogliare lo sforzo di compressione dei pali lato valle su quelli in trazione lato monte, e ulteriori elementi in grado di redistribuire le azioni nella biella compressa anch'essa inclinata.

$$S_t = \frac{N_{c,Ed}}{\sqrt{2}} = \frac{143000}{\sqrt{2}} = 101116 \text{ daN} \quad \text{sforzo nella biella tesa inclinata}$$

$$A_{s,\min} = \frac{S_t}{f_{yd}} = \frac{101116}{3913} = 25,84 \text{ cm}^2$$

Si prevede di disporre barre $\phi 22$ a passo di 30 cm

$$A_s = \frac{240}{30} \cdot \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} = 30,42 \text{ cm}^2 > A_{s,\min}$$

Lo sforzo nella biella compressa viene trasferita ad armature orizzontali superiori e verticali di continuità con quelle dei pali.

$$S_c = S_t = \frac{N_{c,Ed}}{\sqrt{2}} = \frac{143000}{\sqrt{2}} = 101116 \text{ daN} \quad \text{sforzo nella biella compressa}$$

$$S_s = \frac{S_c}{\sqrt{2}} = \frac{101116}{\sqrt{2}} = 71500 \text{ daN}$$

$$A_{s,\min} = \frac{S_s}{f_{yd}} = \frac{71500}{3913} = 18,27 \text{ cm}^2$$

Si dispongono, anche in questo caso, n. 5 ulteriori barre sagomate ad "U" del diametro di 16 mm nell'intorno di ciascun palo di monte in maniera tale da garantire l'assorbimento di tale sforzo.

$$A_s = 5 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} = 20,1 \text{ cm}^2 > A_{s,\min}$$

Localmente, le barre orizzontali superiori presenti sono in grado di assorbire gli sforzi così come individuati.