

AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO**UFFICIO OPERATIVO DI CREMONA**

area Po Lombardo - sub area Lombardia orientale

Lavori per la riduzione del rischio residuo e miglioramento del sistema difensivo del torrente Cherio tra il ponte su via Don Faustino Narcisi e la confluenza in fiume Oglio, in comune di Palosco (BG)

PROGETTO ESECUTIVO

| | | |
|-----------|---|-----------------|
| | | n. perizia |
| | | prot.n. |
| elaborato | titolo elaborato | data |
| 03 | RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA VERIFICHE STRUTTURALI | scala elaborato |
| | | --- |

| REV. | DATA | DESCRIZIONE REVISIONE |
|------|------|-----------------------|
| A | | |
| B | | |
| C | | |
| D | | |

IL PROGETTISTA:**Ing. Maurizio TANZINI****SEVA**

C.so Sempione 33 - 20145 Milano
P.I. e C.F. 00196480073
Tel. 02 34938076

*Maurizio Tanzini***IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:****Dott. Ing. Marco LA VEGLIA**

Sommario

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 1. | PREMESSA | 2 |
| 1.1. | NORMATIVA DI RIFERIMENTO..... | 2 |
| 2. | INQUADRAMENTO FISICO DELL'INTERVENTO | 4 |
| 2.1. | INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE | 4 |
| 2.2. | INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO | 6 |
| 2.3. | ASSETTO STRATIGRAFICO DI MASSIMA | 8 |
| 3. | INQUADRAMENTO GEOTECNICO..... | 9 |
| 4. | ANALISI DEL RISCHIO SISMICO..... | 12 |
| 5. | VERIFICHE STRUTTURALI RILEVATO ARGINALE | 17 |
| 5.1. | VERIFICA DI STABILITÀ | 17 |
| 5.2. | VERIFICA A SIFONAMENTO..... | 22 |
| 6. | VERIFICHE STRUTTURALI ARGINI IN C.A..... | 24 |
| 6.1. | VERIFICA AL RIBALTAMENTO | 25 |
| 6.2. | VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA | 25 |
| 6.3. | VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO..... | 26 |
| 7. | VERIFICHE STRUTTURALI MURO DI SOSTEGNO IN C.A. | 27 |

1. **PREMESSA**

Il presente documento è finalizzato alla definizione delle caratteristiche geotecniche, assunte dalla modellizzazione geologica ed alla verifica della sicurezza e delle prestazioni in relazione ai relativi stati limite con riferimento al D.M. 14/01/08, “Norme tecniche per le costruzioni”.

Al fine di ottemperare a quanto richiesto lo studio si è articolato nelle seguenti fasi:

- ✓ caratterizzazione geologica dell’area d’intervento mediante la raccolta e analisi critica della documentazione geologica esistente con ricerca di eventuali indagini pregresse;
- ✓ caratterizzazione fisica dei terreni e definizioni dei valori caratteristici dei parametri geotecnici in funzione di sondaggi in sito;
- ✓ presentazione delle caratteristiche progettuali;
- ✓ verifiche geotecniche sulla stabilità globale dell’insieme opera/terreno.

Come descritto compiutamente nel prosieguo della trattazione l’analisi permette di confermare l’idoneità delle strutture in progetto rispetto alle caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel sito valutandone la stabilità globale.

La relazione è redatta in conformità con quanto prescritto dalle norme del Decreto del Ministero LL. PP. 11-03-88 e successive integrazioni.

1.1. **Normativa di riferimento**

Per le verifiche si è fatto riferimento alla seguente normativa e raccomandazioni:

- ✓ D.M. LL. PP. 11-03-1988 (G.U. 1-6-1988, n. 127 suppl.) - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”. Coordinato con la Circ. Min. LL.PP. 24-09-1988 n. 30483 (P.C.S. - Servizio Tecnico Centrale) - “Legge 2 febbraio 1974 n.64, art.1 - D.M. 11 marzo 1988 Istruzioni per l’applicazione”;
- ✓ Eurocodice 8 (1998) – Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003);
- ✓ Eurocodice 7.1 (1997) – Progettazione geotecnica –Parte I: Regole Generali – UNI;
- ✓ Eurocodice 7.2 (2002) – Progettazione geotecnica –Parte I: Progettazione assistita da

- prove di laboratorio – UNI;
- ✓ Eurocodice 7.3 (2002) – Progettazione geotecnica –Parte II: Progettazione assistita da prove in sito – UNI;
 - ✓ AGI 1994 - “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”;
 - ✓ AGI 1977 - “Raccomandazione sulla programmazione ed esecuzione delle prove geotecniche”;
 - ✓ Ord.P.C.M. del 20 marzo 2003 n. 3274 (G.U. n. 105 del 8-5-2003) - “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
 - ✓ Ord.P.C.M. del 2 ottobre 2003 n. 3316 - “Modifiche ed integrazioni all'Ord.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003”;
 - ✓ Ord.P.C.M. del 3 maggio 2005 n. 3431 - “Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ord.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 - Allegati”;
 - ✓ Ord.P.C.M. del 28 aprile 2006 n. 3519 (G.U. 11 maggio 2006 n. 108) - "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";
 - ✓ Decreto Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - S. O. n. 30) - “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
 - ✓ Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. (G.U. n.47 del 26 febbraio 2009 - S.O. n. 27) - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;
 - ✓ L.R. 30 ottobre 2008, n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico".

2. INQUADRAMENTO FISICO DELL'INTERVENTO

2.1. Inquadramento geologico generale

Dal punto di vista geologico la zona d'intervento è interamente costituita dai depositi fluviali e fluvioglaciali di età pleistocenica e i depositi attuali e recenti del fondovalle del fiume Oglio e del torrente Cherio, organizzati in più ordini di terrazzi che separano l'attuale piana alluvionale nella quale è ubicato l'alveo di tali corsi d'acqua dal restante territorio appartenente al Livello Fondamentale della Pianura.

Nell'area d'indagine la distinzione tra le alluvioni attuali e i depositi terrazzati appartenenti all'unità Postglaciale è agevole, stante la precisa definizione dei limiti spondali del torrente Cherio e del fiume Oglio.

In Figura 1 e Figura 2 è riportato un estratto dalla Carta Geologica d'Italia e relativa sezione della zona d'interesse con evidenza dei livelli geologici sopra riportati.



Figura 1. Estratto dalla carta geologica d'Italia scala 1:100.000

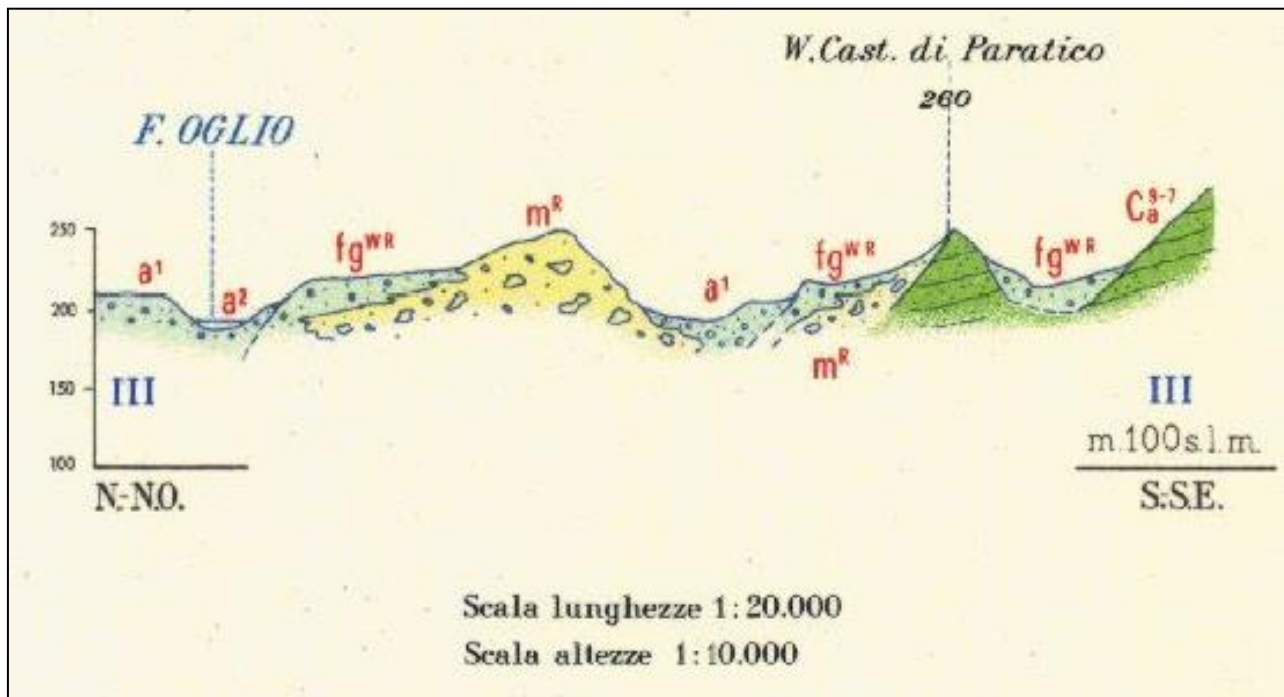


Figura 2. Sezione geologica eseguita a pochi km a monte della centralina in progetto (fonte: Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000)

Nella zona in oggetto i terreni hanno avuto origine nel quaternario; essi sono stati concordemente distinti dai geologi in Diluvium antico, Diluvium medio, Diluvium recente e Alluvium.

Il livello generale della pianura è formato dal Diluvium recente; quello medio e antico formano terrazzi sopraelevati rispetto alla pianura, e si trovano disposti su differenti lingue. L'Alluvium si estende lungo i fiumi. I terreni del Diluvium antico e di quello medio sono formati essenzialmente da ghiaia e sabbia, con netta prevalenza della prima rispetto alla seconda; lo strato superiore (2-3 m e anche più) è stato ovunque ferrettizzato, con degradazione dei ciottoli in sabbia e formazione di una matrice limoso – argillosa rossastra.

Il Diluvium recente ha una composizione più o meno gradualmente variabile da ghiaia con poca sabbia fino a sabbia fine. L'Alluvium si incontra non solo lungo il corso attuale dei fiumi, ma anche in strisce che seguono l'antico corso dei fiumi prima che venissero deviati, sia durante il periodo Romano, sia nel Medioevo, sia in epoca più recente. I terreni alluvionali hanno naturalmente una composizione molto eterogenea: essi consistono principalmente di depositi lenticolari di ghiaia, ghiaia con sabbia o sabbia.

Non mancano tuttavia banchi di terreno coerente di modesto spessore, depositatisi nelle lanche presso i corsi dei fiumi principali; praticamente assenti sono i depositi torbosi.

Più in dettaglio nell'area in oggetto si possono identificare i seguenti livelli:

- ❖ **a1 (alluvioni sabbioso – ghiaioso – limose degli alvei attivi):** trattasi generalmente di ghiaie eterometriche e poligeniche, con elementi anche di medie dimensioni, a stratificazione indistinta, con matrice sabbiosa talora abbondante e subordinate lenti di limo;
- ❖ **a2 (alluvioni sabbiose e ghiaiose, poligeniche):** costituenti il sistema di terrazzi immediatamente sottostanti al livello fondamentale della pianura, con strato di alterazione superficiale mancante o molto ridotto;
- ❖ **fgwr (alluvioni fluvio – glaciali sabbiose e ghiaiose):** per lo più non alterate, corrispondenti al livello fondamentale della pianura; stato di alterazione giallo rossiccio generalmente inferiore al metro e con spessori maggiori nella parte settentrionale della pianura.

Il sito oggetto d'intervento interessa i livelli definiti come **a1** ed **a2**, sebbene per la presenza dei rilievi a nord, la presenza di questi livelli è ridotta rispetto a quanto si rinviene più a sud e sui fiumi adiacenti, non avendo ancora preso il fiume il tipico andamento meandriforme delle aree prettamente pianeggianti. Ci si trova cioè ancora nella zona di passaggio fra la morfologia del fondo valle e quella della pianura.

2.2. Inquadramento geomorfologico e idrogeologico

L'unità Postglaciale è rappresentata da ghiaie a supporto clastico, in prevalenti strati planari, sabbie e limi da massivi a laminati con intercalazioni di argille e caratterizza l'intero settore sud-orientale dell'area comunale, in corrispondenza della piana del fiume Oglio. La litologia di superficie è in genere molto variabile, con alternanze di zone ghiaiose e settori con ghiaia molto scarsa o assente. Nell'alveo attuale del fiume Oglio i depositi alluvionali si identificano con materiali a prevalente frazione ghiaiosa a supporto clastico organizzati prevalentemente in strati planari, alternati a sabbie e limi da massivi a laminati. I clasti dei depositi fluvioglaciali ed alluvionali risultano di provenienza camuna (calcari, dolomie, micascisti, tonaliti e verrucano) e allo stato attuale sono stati modellati dopo successivi eventi di rimaneggiamento, trasporto e risedimentazione. Le caratteristiche geomorfologiche dell'area d'indagine sono legate ai processi morfogenetici che hanno modificato la superficie dell'alta pianura bergamasca attraverso l'azione esercitata dai corsi d'acqua Oglio e Cherio che hanno creato vasti terrazzi alluvionali durante il Quaternario, con andamento sub-parallelo a

quello degli alvei attuali e in progressiva degradazione verso i suddetti corsi d'acqua, a testimonianza del susseguirsi di diversi eventi alluvionali.

Dal punto di vista morfologico l'area d'intervento e l'immediato intorno sono inseriti all'interno della piana fluviale sub-attuale che racchiude una stretta fascia localizzata lungo il fiume Oglio e che comprende oltre all'alveo del letto ordinario anche le aree interessate dagli effetti dell'agente fluviale e risulta potenzialmente alluvionabile in condizioni di piena del corso d'acqua. Le forme dovute alle acque superficiali sono arealmente estese in ragione del fatto che i processi fluviali sono di gran lunga i più significativi dell'area in esame e l'agente morfogenetico tuttora attivo che ha influenzato in maggior misura la morfologia dell'area di studio è da ritenersi il torrente Cherio ed in subordine fiume Oglio.

Dal punto di vista idrogeologico gli studi geologici allegati al P.G.T. di Palosco (FERRARIO A., 2003) hanno evidenziato che nel ripiano fluvioglaciale la soggiacenza della falda è spesso superiore a 15 m dal piano campagna, mentre nel settore adiacente al fiume Oglio e nel tratto terminale del fiume Cherio la superficie piezometrica si trova a pochi metri di profondità, in connessione diretta con il livello idrometrico dei suddetti corsi d'acqua. I depositi quaternari presenti nell'area, costituiti da materiali prevalentemente granulari, possiedono coefficienti di permeabilità piuttosto elevati e condizionano in maniera marcata il naturale flusso idrico sotterraneo e di conseguenza la tipologia degli acquiferi locali. Laddove lo spessore del terreno agrario al di sopra dei terreni alluvionali è ridotto o mancante, la permeabilità per porosità primaria consente una ricarica costante e veloce della falda freatica, a superficie libera, che viene alimentata per infiltrazione diretta. La superficie è influenzata ulteriormente dall'emungimento idrico sotterraneo che viene sfruttato soprattutto per uso agricolo. L'assetto idrologico locale ricavato dai dati disponibili dai pozzi presenti nell'ambito del territorio comunale può essere schematizzato come segue (FERRARIO A., 2003):

- ❖ un livello superficiale limoso oppure argilloso-sabbioso pedogenizzato dello spessore variabile tra i 50 e 150 cm;
- ❖ una prima unità idrogeologica costituita da ghiaie con presenza di ciottoli e ghiaie con sabbia localmente cementate, avente una potenza compresa tra 40 m e 60 m e uno spessore dell'acquifero attorno a 40 m;
- ❖ una seconda unità idrogeologica caratterizzata da un potente orizzonte impermeabile formato da argille e argille con ciottoli avente uno spessore variabile tra 20 m e 40 m che rappresenta il letto impermeabile dell'acquifero sovrastante e agisce da livello di

separazione tra la falda freatica e quelle sottostanti, presumibilmente in pressione;

- ❖ una terza unità idrogeologica rappresentata da conglomerati e ghiaie alternati a livelli arenacei e argillosi.

2.3. Assetto stratigrafico di massima

L'assetto stratigrafico del comparto è stato ricostruito in via preliminare attraverso l'osservazione diretta di alcuni spaccati artificiali individuabili lungo l'argine destro del fiume Oglio e in corrispondenza delle aree a seminativo presenti in adiacenza al sito d'intervento.

Tali elementi sono stati implementati attraverso la consultazione della banca dati geologica di sottosuolo (REGIONE LOMBARDIA, 2011) utilizzando, le seguenti stratigrafie riferite a pozzi realizzati all'interno dell'Unità Postglaciale.

| IDE: C5D546857610 | | | IDE: C5D548306380 | | |
|-------------------|-------|-----------------------------------|-------------------|-------|--|
| Da (m) | A (m) | Descrizione | Da (m) | A (m) | Descrizione |
| 0 | 2 | Terreno vegetale | 0 | 0.3 | Terreno vegetale |
| 2 | 8 | Ghiaia e ghiaione | 0.3 | 3.5 | Ghiaia con sabbia |
| 8 | 17 | Ghiaia con tenui strati argillosi | 3.5 | 6.2 | Ciottoli con ghiaia, trovanti e sabbia |
| 17 | 18 | Argilla rossa | 6.2 | 11.5 | Sabbia con ghiaia |
| 18 | 45 | Ghiaia con banchi conglomeratici | 11.5 | 12.0 | Conglomerato fessurato |
| 45 | 48 | Argilla rossa | 12 | 20.5 | Ghiaia e sabbia |
| | | | 20.5 | 27 | Conglomerato |
| | | | 27 | 45 | Ghiaia mista con sabbia |

Figura 3. Stratigrafie pozzi realizzati all'interno dell'Unità Postglaciale in prossimità dell'area d'intervento

Rispetto alla localizzazione di tali dati si ritiene che l'assetto stratigrafico del sito d'intervento sia maggiormente influenzato dall'azione del torrente Cherio ed in subordine fiume Oglio, con apporti sedimentari medio-fini durante le piene straordinarie.

Come descritto in precedenza, il sito d'intervento, posto in fregio ai suddetti corsi d'acqua, è interessato dalla presenza di una falda di subalveo, in connessione diretta con il livello idrometrico del fiume Oglio.

3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Sulla base dell'inquadramento geologico riportato nei precedenti paragrafi e di indagini geotecniche eseguite in area periarginale di tipo agricolo, posta nelle vicinanze dell'area d'intervento come è evidente dalla Figura 4 seguente, è stato possibile caratterizzare con precisione le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalle opere (SINGEA, 2017).



Figura 4. Ubicazione del punto di indagine (in rosso) rispetto all'area di progetto (in viola)

Nel corso dei sondaggi realizzati, sono stati prelevati campioni di terreno rimaneggiati ed indisturbati; sono state inoltre eseguite prove penetrometriche dinamiche tipo S.P.T. in foro, mediante campionatore Raymond a punta aperta ed infine prove di laboratorio di varia natura sui campioni prelevati. L'esecuzione avviene secondo le modalità contenute nella normativa ASTM n° D 1586/68 e compresa nelle "Raccomandazioni ISSMFE" per la standardizzazione delle prove penetrometriche in Europa (1976).

La prova S.P.T. consiste quindi nell'infissione a percussione di un apposito campionatore, che penetrando nel terreno, consente di valutarne la resistenza meccanica alla penetrazione (numero di colpi N necessario ad attraversare tre tratti da 15 cm ognuno, per una lunghezza totale di 45 cm). Il numero di colpi N_{spt} è la somma dei valori relativi agli ultimi due tratti di prova (30 cm) e consente la definizione, con buon grado di precisione, dei principali parametri meccanici del terreno; i valori

riferiti ai primi 15 cm, generalmente non vengono considerati in quanto rappresentativi di un terreno disturbato dalla perforazione.

Nella Tabella 1 seguente sono riportati, la profondità di esecuzione della prova ed i valori rilevati.

| Sondaggio | N° SPT | da (m) | a (m) | N ₁₅ | N ₃₀ | N ₄₅ |
|-----------|--------|--------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|
| S1 | 1 | 3,00 | 3,45 | 14 | 11 | 19 |
| | 2 | 4,50 | 4,95 | 12 | 26 | |
| | 3 | 6,00 | 6,45 | 24 | R8 | 9 |
| | 4 | 7,50 | 7,95 | 23 | R11 | |
| | 5 | 9,00 | 9,45 | 19 | 27 | 29 |
| | 6 | 12,00 | 12,45 | 14 | 21 | 28 |
| | 7 | 15,00 | 15,45 | 37 | R6 | |
| | 8 | 18,00 | 18,45 | 44 | R10 | |

Tabella 1. Esito della prova S.P.T. realizzata nell'area d'intervento

Il riconoscimento delle caratteristiche geologiche permette di definire l'assetto stratigrafico dei terreni presenti nell'area investigata. Vengono infatti individuate le singole unità litologiche, le modalità ed età della loro messa in posto, rapporti geometrici, definizione delle caratteristiche idrologiche e geotecniche, profondità del livello idrico.

Di seguito si riportano le correlazioni utilizzate per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni riscontrati durante l'indagine:

- ✓ Densità relativa: determinata secondo le indicazioni riportate nella seguente tabella sia definendo con un aggettivo il grado di addensamento (Terzaghi-Peck) sia individuando il corrispondente valore numerico (Gibbs-Holtz);
- ✓ Angolo di attrito efficace: determinato utilizzando la correlazione per terreni granulari "Peck-Hanson-Thorburn (1953-1974)";
- ✓ Modulo di deformazione drenato: determinato utilizzando la correlazione per terreni granulari "D'Appollonia e altri (1970)";
- ✓ Peso di volume: determinato utilizzando la correlazione per terreni granulari "Terzaghi-Peck 1948/1967".

Nella Tabella 2 seguenti sono riportati i dati esecutivi delle prove S.P.T. effettuate ed i

corrispondenti parametri geotecnici ricavati dalle stesse per elaborazione, utilizzando le correlazioni sopracitate.

| Profondità (m) | Valori prova S.P.T. | N _{SPT} colpi/30 cm | Dr (%) | Φ (°) | E' (Kg/cm ²) | γ _{sat} (t/m ³) | γ _d (t/m ³) | Cu (Kg/cm ²) |
|----------------|---------------------|------------------------------|--------|-------|--------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|--------------------------|
| 3,00 | 14/11/19 | 30 | 65,0 | 36,0 | 423 | 2,05 | 1,69 | - |
| 4,50 | 12/26/R10 | >50 | >85,0 | >41,0 | >577 | >2,15 | >1,85 | - |
| 6,00 | 24/R8 | >50 | >85,0 | >41,0 | >577 | >2,15 | >1,85 | - |
| 7,50 | 23/R11 | >50 | >85,0 | >41,0 | >577 | >2,15 | >1,85 | - |
| 9,00 | 19/27/29 | 56 | 87,3 | 41,9 | 623 | 2,16 | 1,87 | - |
| 12,00 | 14/21/28 | 47 | 82,0 | 40,3 | 554 | 2,14 | 1,82 | - |
| 15,00 | 37/R6 | >50 | >85,0 | >41,0 | >577 | >2,15 | >1,85 | - |
| 18,00 | 44/R10 | >50 | >85,0 | >41,0 | >577 | >2,15 | >1,85 | - |

Tabella 2. Parametri geotecnici desunti dalle prove S.P.T.

L'utilizzo della punta aperta ha permesso di ottenere dei campioni prelevando il terreno dal campionatore: l'esito del carotaggio ha prodotto la stratigrafia riportata in Figura 5.

Dal punto di vista geotecnico tale successione può essere ricondotta, a conferma di quanto descritto in precedenza, complessivamente a un mezzo con comportamento granulare, con basso grado di addensamento, crescente con l'aumentare della profondità (G1P – "Ghiaie poco Gradate").

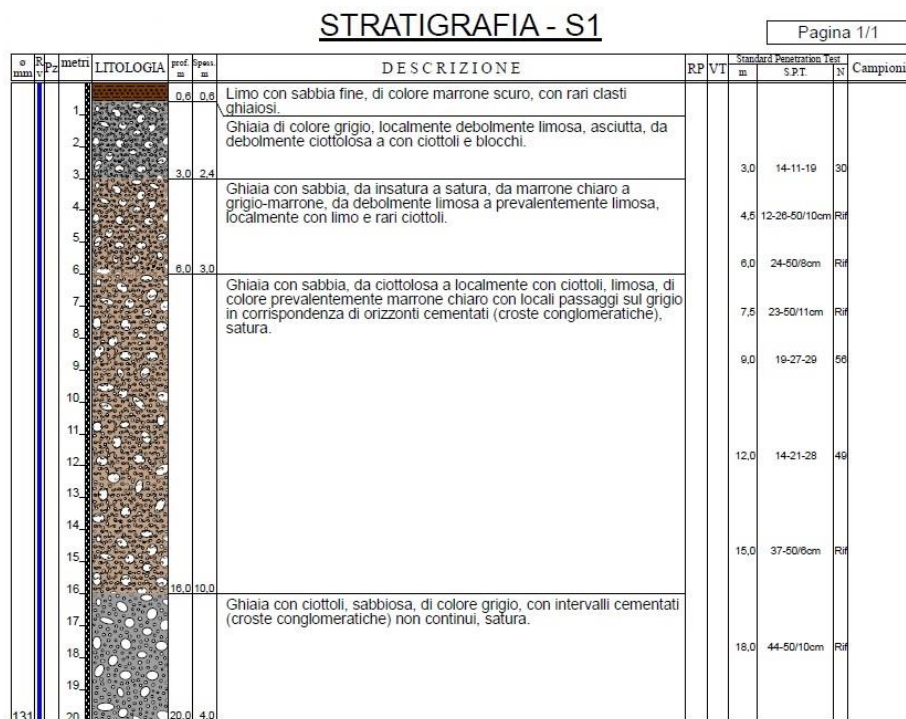


Figura 5. Esito del carotaggio realizzato in prossimità dell'aera d'intervento

4. ANALISI DEL RISCHIO SISMICO

La Regione Lombardia, con D.G.R. n. 14964 del 7 novembre 2003, ha preso atto della classificazione fornita in prima applicazione dall'Ordinanza 3274/03. Come evidente dall'estratto in Figura 6, in base a tale classificazione il comune di Palosco risulta iscritto in zona sismica 3.

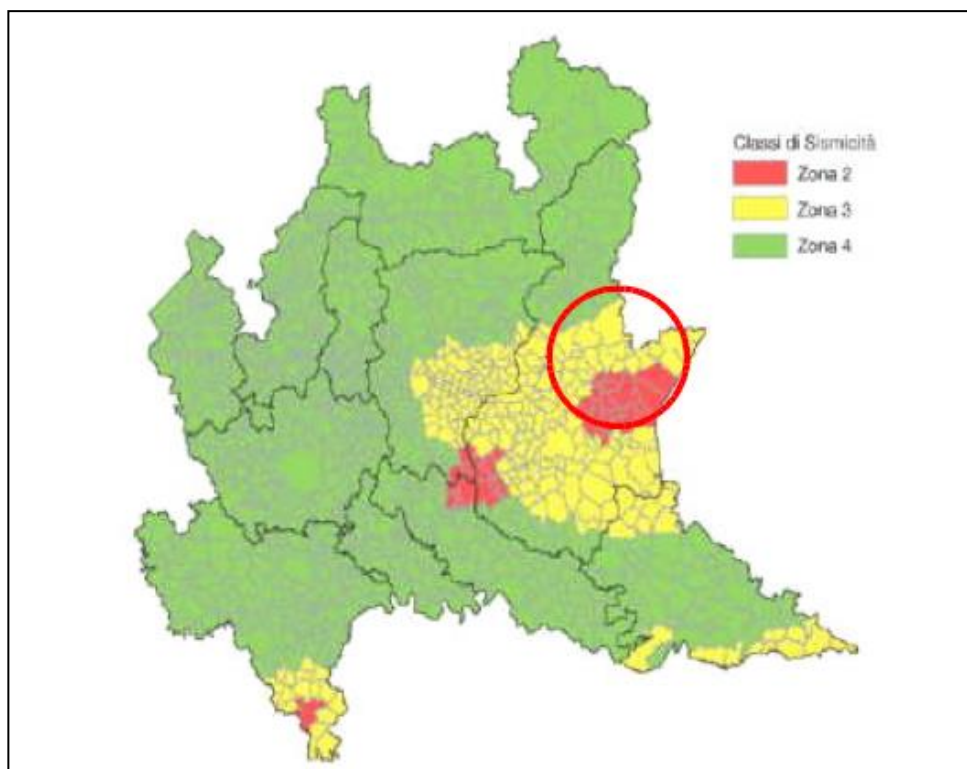


Figura 6. Classificazione sismica dei Comuni della Lombardia.

La ricostruzione del profilo sismostratigrafico dell'area d'intervento è stata effettuata utilizzando i risultati delle prove sismiche con il metodo dei microtremori condotte nell'ambito dell'aggiornamento dello studio geologico a supporto della pianificazione comunale redatto in conformità alla Legge Regionale n. 12/05 "Legge per il governo del territorio" (FERRARIO A., 2005), di cui si riporta un estratto in Figura 7 seguente.

Per lo studio della sismicità del territorio comunale di Palosco, nel mese di Febbraio 2008, sono state infatti condotte prove sismiche con il metodo dei microtremori, in 5 differenti aree. Le prove sono state eseguite per rilevare la velocità delle onde di taglio (onde S) nel sottosuolo.

Successivamente si è proceduto all'elaborazione dei dati con la finalità di ricostruire il periodo naturale dei siti ed il fattore di amplificazione sismica ai sensi della LR 12-2005.

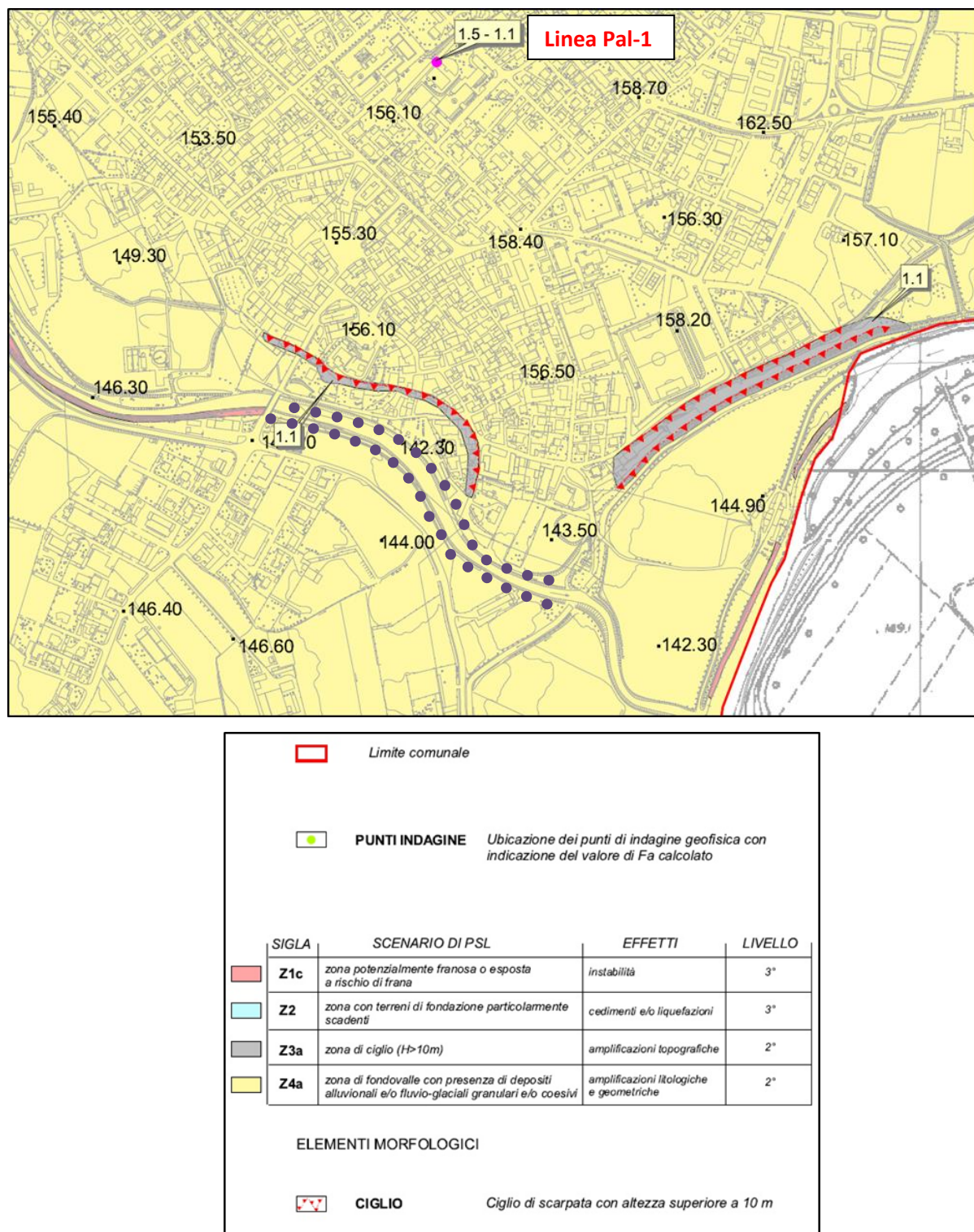


Figura 7. Esito del carotaggio realizzato in prossimità dell'area d'intervento

Sulla base delle precedenti analisi geologiche e geomorfologiche, lo studio geologico allegato al P.G.T. di Palosco individua per l'area interessata dall'intervento una classe di pericolosità sismica locale (PSL) del tipo:

- ❖ **Z4a) Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali:** in questa zona è compreso l'intero territorio comunale costituito da materiali di origine fluvio-glaciale ed alluvionale di natura prevalentemente ghiaioso sabbiosa.

Nella Tabella 3 seguente si riportano i dati relativi alla posizione di ogni linea, descritta in precedenza.

| Linea | Posizione | Caratteristiche litologiche |
|-------|-----------------------------|-----------------------------|
| Pal-1 | Scuole – Centro storico | LFdp |
| Pal-2 | Area di espansione edilizia | LFdp |
| Pal-3 | Area di espansione edilizia | DTA |
| Pal-4 | Area industriale | DTA |
| Pal-5 | Area di espansione edilizia | DTA |

LFdp: livello fondamentale della pianura
DTA: depositi antichi terrazzati

Tabella 3. Ubicazione linee sismiche.

Le prove sono state eseguite per rilevare la velocità delle onde di taglio (onde S) nel sottosuolo. Successivamente si è proceduto all'elaborazione dei dati con la finalità di ricostruire il periodo naturale dei siti ed il fattore di amplificazione sismica ai sensi della LR 12-2005.

L'analisi compiuta in un sito prossimo all'area d'intervento (rif. "Pal 1 – Centro storico e/o scuole"), la cui posizione planimetrica è riportata in Figura 7 su terreni appartenenti al livello fondamentale della pianura, ha fornito i seguenti risultati:

- ❖ le linee sismiche sono caratterizzate dalla presenza di suoli di fondazione di tipo B (sabbie o ghiaie molto addensate);
- ❖ il modelli delle Vs ricostruiti presentano sottosuolo multistrato (3 strati), con velocità crescenti in profondità;
- ❖ il substrato veloce (ossia lo strato alla cui superficie non si verifica amplificazione litologica), con velocità > 800 m/s si rileva a profondità comprese tra 21 e 30 m;
- ❖ la scheda litologica con la distribuzione delle Vs più simile a quelle rilevate (vedi scheda in Figura 8) è la scheda ghiaie, curva 3, tratto polinomiale (periodo proprio del sito inferiore a 0.4 s);
- ❖ le linee 1 (presa a riferimento per l'area d'indagine data la vicinanza spaziale) e 2, eseguite su terreni appartenenti al livello fondamentale della pianura, presentano un

primo strato a velocità minore delle altre 3 linee (3, 4 e 5) eseguite sui depositi terrazzati più antichi e quindi più consolidati. Nelle prime due linee inoltre si rileva un substrato veloce leggermente meno profondo e caratterizzato da una velocità più bassa delle altre (800 contro 1000-1100 m/s).

In generale tuttavia l'analisi ha riscontrato un valore del fattore di amplificazione inferiore al valore di soglia previsto dalla regione Lombardia: i valori soglia indicati dalla scheda regionale nel comune di Palosco, per suoli di tipo B, sono di 1.8 e di 3.1 rispettivamente per edifici con periodo inferiore a 0.5 s (bassi e rigidi) e superiore a 0.5 s (edifici alti ed elastici).

I valori di F_a calcolati sono più bassi dei valori soglia forniti dalla Regione Lombardia, per tutti gli edifici, con periodo inferiore o superiore a 0.5 s.

In Tabella 4 sono sintetizzati i valori di V_{s30} (velocità media delle V_s nei primi 30 m), il tipo di suolo di fondazione, il periodo proprio del sito (T_p) calcolato sulla base delle V_s ed i valori calcolati del Fattore di Amplificazione (F_a) per le due tipologie di edifici: $0.1 < T \leq 0.5$ s e $T > 0.5$ s. Nell'ultima riga sono riportati i valori soglia (di riferimento) forniti dalla Regione Lombardia.

| Linea | V_{s30} | Terreno di fondazione | Periodo (T_p) | F_a ($T=0.1-0.5$ s) | F_a ($T>0.5$ s) |
|--|-----------|-----------------------|-------------------|------------------------|--------------------|
| Pal-1 | 466 | B | 0.19 | 1.3 | 1.1 |
| Pal-2 | 454 | B | 0.21 | 1.3 | 1.1 |
| Pal-3 | 505 | B | 0.22 | 1.4 | 1.1 |
| Pal-4 | 510 | B | 0.21 | 1.3 | 1.1 |
| Pal-5 | 449 | B | 0.25 | 1.4 | 1.1 |
| Fa soglia – Comune di Palosco – terreno di fondazione B | | | | 1.8 | 3.1 |

Tabella 4. V_{s30} Terreno di fondazione, T_p e F_a

Tali risultati possono essere ritenuti sostanzialmente validi anche per il sito oggetto d'intervento, con un possibile aumento nella profondità del substrato rigido con relativo incremento (trascurabile) dei valori di velocità degli orizzonti sovrastanti, in ragione della presenza di una successione alluvionale attuale e/o recente più addensata rispetto ai depositi terrazzati appartenenti all'unità Postglaciale, in cui sono state effettuate le misure prese a riferimento per la caratterizzazione del sito d'intervento.

Per quanto riguarda gli effetti topografici, ovvero la modifica all'azione sismica indotta dalla geometria superficiale del terreno, a titolo cautelativo si è tenuta in considerazione la vicinanza con

una scarpata per la quale l'analisi sismica descritta in precedenza ha assunto fattore di amplificazione pari 1.1.

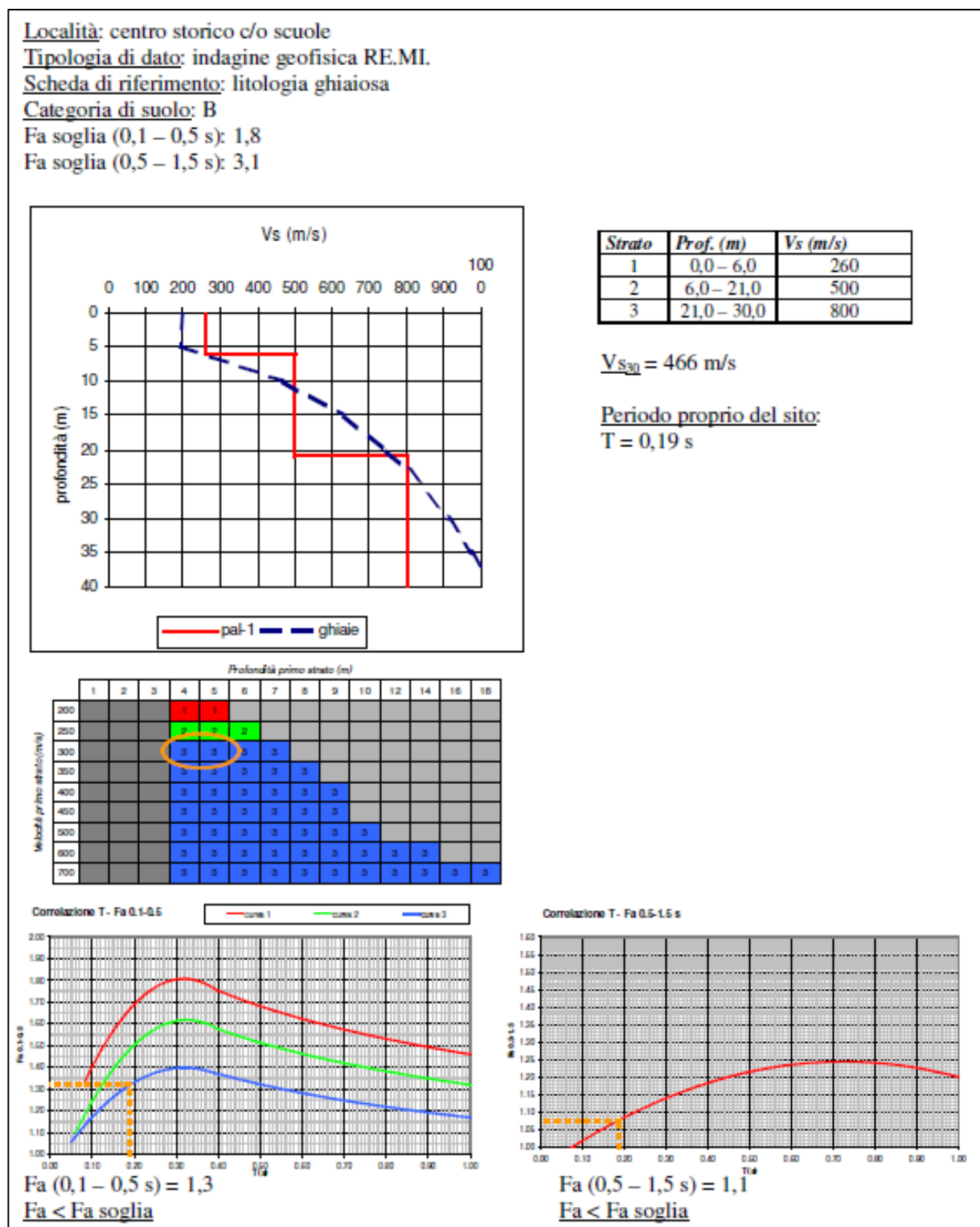


Figura 8. Scheda litologica in prossimità area d'intervento (fonte P.G.T. di Palosco)

5. VERIFICHE STRUTTURALI RILEVATO ARGINALE

Il progetto prevede l'innalzamento delle opere spondali del torrente Cherio al fine di adeguare le arginature esistenti ad un evento di piena con TR=200 anni con il franco di sicurezza di 1 metro al fine di ottemperare agli obiettivi di sicurezza posti dal P.A.I.

La realizzazione del rilevato arginale, su entrambe le sponde del torrente Cherio, parte in corrispondenza del ponte su via Don Faustino Narcisi e si sviluppa verso sud in prossimità della confluenza con il fiume Oglio. Data la conformazione particolarmente urbanizzata delle sponde la conformazione delle arginature proposte tiene conto evidentemente degli ingombri e delle specifiche delle arginature attualmente esistenti: ne consegue un rilevato arginale realizzato in terra dove le aree lo consentono e mediante un muro in c.a. in presenza di passati interventi di difesa (Figura 9).

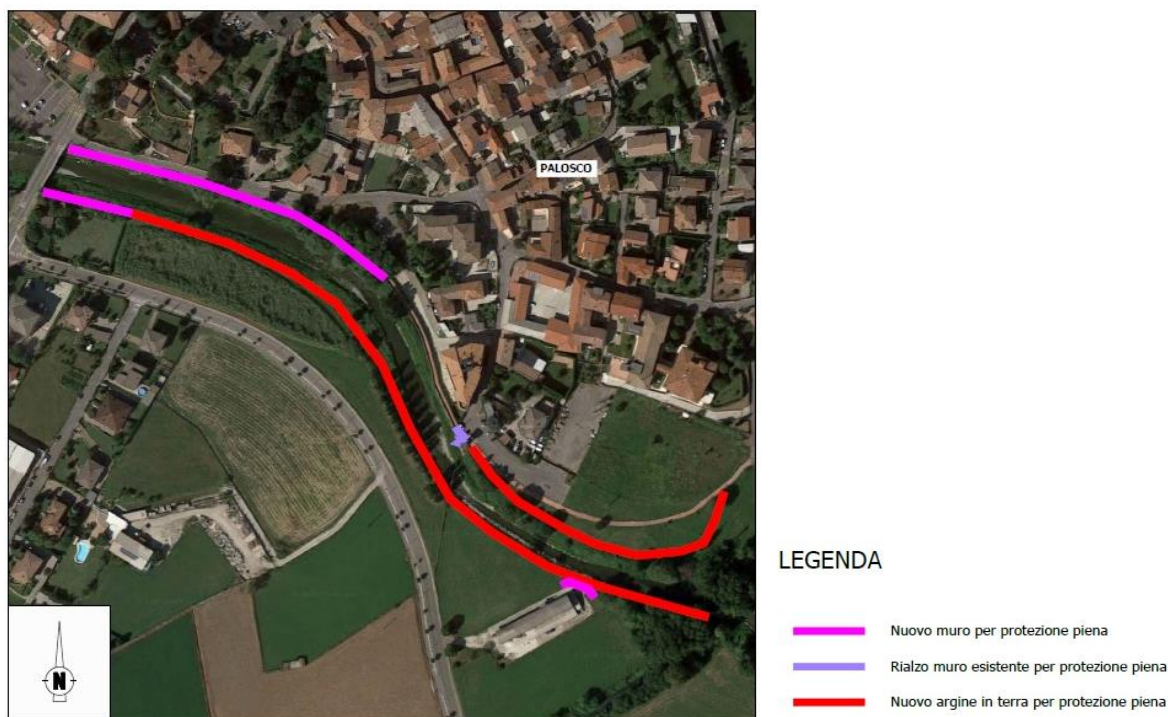


Figura 9. Tracciato planimetrico delle arginature in progetto

Come da prescrizioni delle NTC2008, si effettuano le verifiche di stabilità e di sifonamento per i manufatti in materiali sciolti mentre i muri in C.A. verranno trattati come muri di sostegno.

5.1. Verifica di stabilità

Le NTC2008 (§ 6.8) prescrivono, per i manufatti in materiale sciolti, la verifica di stabilità globale

secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle sottostanti.

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

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|---|-------------|---|-----|-------------|-------------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Permanenti non strutturali ⁽¹⁾ | Favorevole | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

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

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

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE γ_M | (M1) | (M2) |
|---|---|--|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \phi'_k$ | γ_ϕ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

| Coefficiente | R2 |
|--------------|-----|
| γ_R | 1.1 |

L'analisi di stabilità deve comprendere l'azione sismica di progetto, determinata in accordo a quanto esposto nel § 7.11.4 delle NTC2008.

Nello specifico, l'analisi può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, in cui le componenti orizzontali e verticali delle azioni statiche equivalenti possono esprimersi come $FH=kH \cdot W$ e $FV=kV \cdot W$, dove W è il peso del volume di terreno potenzialmente instabile e kH e kV sono rispettivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticale determinati come di seguito:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h.$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

| | 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 |

Alla luce di quanto descritto in precedenza, in Tabella 5 e in Figura 10 si riassumono i parametri di progetto utilizzati nell'analisi.

| | |
|--|---------------|
| Vita nominale V_N | 50 anni |
| Classe d'uso | III |
| Periodo di riferimento V_R | 75 anni |
| Categoria di sottosuolo | B |
| Categoria topografica | T1 |
| a_g | 0.153 |
| a_{max} | 0.184 |
| β_s | 0.24 |
| k_H | 0.0045 |
| k_v | ± 0.00225 |

Tabella 5. Parametri di progetto

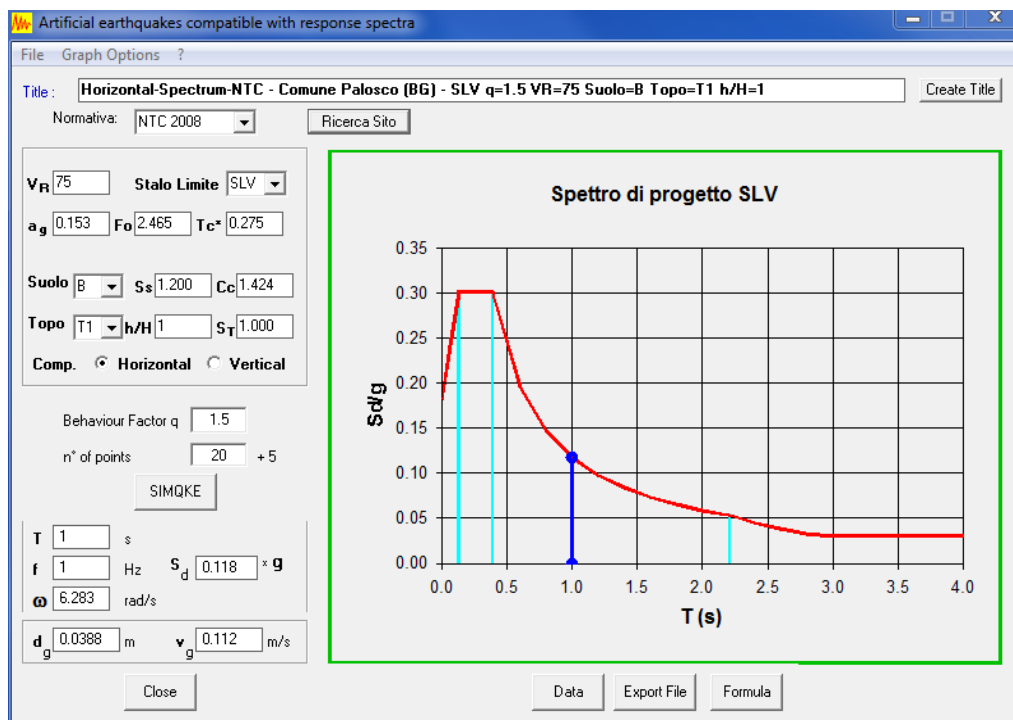


Figura 10. Spettro di progetto

Al fine di eseguire le verifiche, si considera la sezione più sfavorevole (costituita da un rilevato di maggiori dimensioni) a cui è applicato un sovraccarico distribuito lungo la sommità arginale pari a 20kN/m^2 dovuto al passaggio di mezzi di pronto intervento/manutenzione.

Si analizzano le seguenti condizioni:

- A. Rilevato arginale in condizione di secca in presenza di un evento sismico (Condizione A);
- B. Rilevato arginale in condizione di piena $TR=200$ anni in assenza di un evento sismico (Condizione B);

Si adopera il programma STB2010 del prof. Arnold Verruijt per eseguire le verifiche in oggetto (secondo il metodo semplificato di Bishop). I parametri geotecnici utilizzati sono quelli determinati dalle prove geotecniche effettuate in sito, applicando i coefficienti parziali da normativa sopracitati. Si assume che questi parametri siano gli stessi del rilevato arginale da realizzare, come riassunto in Tabella 5 seguente.

| | da prove geotecniche | adoperati nelle verifiche |
|----------------------------------|----------------------|---------------------------|
| Peso dell'unità di volume | 21kN/m^3 | 21kN/m^3 |
| Coesione | 0 | 0 |
| Angolo d'attrito | 38° | $32,01^\circ$ |
| Sovraccarico | 20 kN/m^2 | 26 kN/m^2 |

Tabella 6. Parametri geotecnici di progetto

La Tabella 7 riassume il risultato delle verifiche di stabilità delle arginature di progetto agli eventi sismici, come descritto in precedenza. In Figura 11 e Figura 12 seguenti si riportano le risultanze delle calcolazioni effettuate: è evidente che in entrambe le condizioni analizzate il fattore di sicurezza è superiore a 1.1.

| | Fs |
|---------------------|-----------|
| Condizione A | 1,510 |
| Condizione A | 1,695 |

Tabella 7. Fattore di sicurezza di progetto

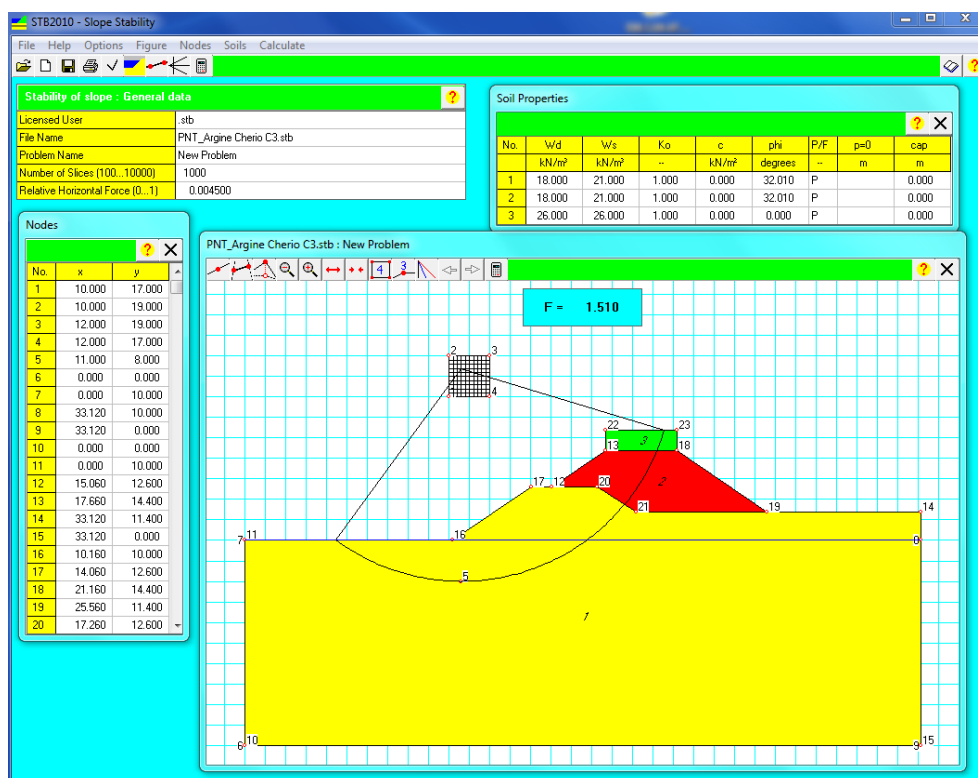


Figura 11. Condizione A ($F_s = 1.510$)

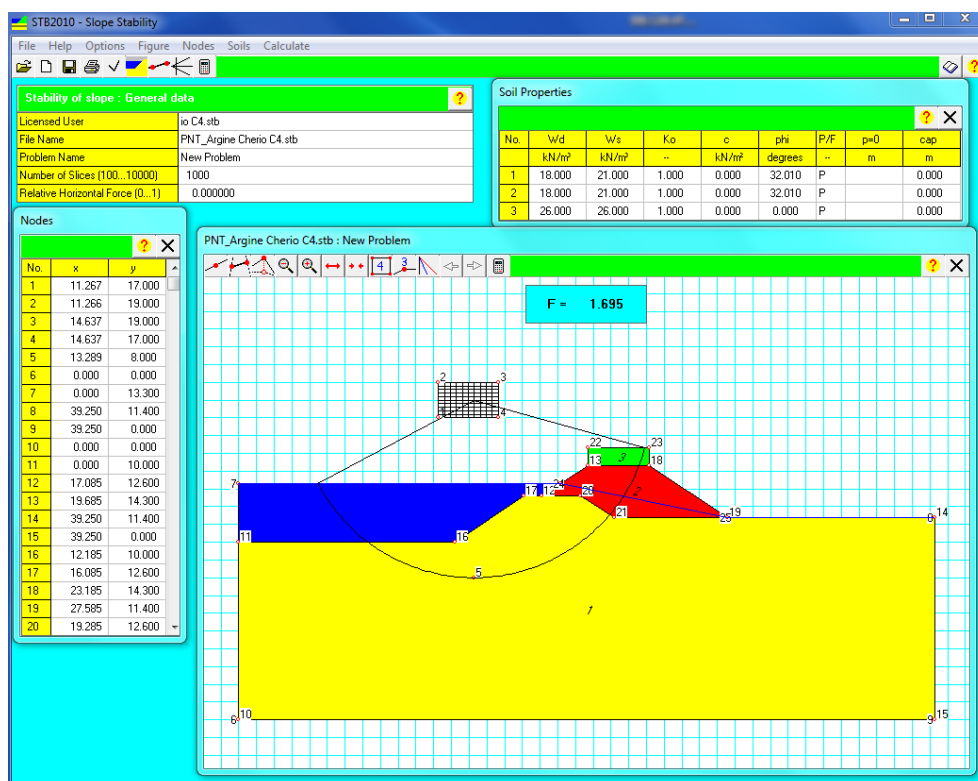


Figura 12. Condizione B ($F_s = 1.695$)

5.2. Verifica a sifonamento

La verifica a sifonamento, secondo le NTC 2008, è riferita agli stati limite ultimo idraulici (HYD) ed è soddisfatta quando il valore delle pressione interstiziale instabilizzante di progetto ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante (σ_{stab}) considerando i coefficienti parziali di sicurezza di cui alla tabella 6.2.IV delle norme.

Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

| CARICHI | EFFETTO | COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E) | SIFONAMENTO (HYD) |
|---|-------------|--|-------------------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 |
| | Sfavorevole | | 1,3 |
| Permanenti non strutturali ⁽¹⁾ | Favorevole | γ_{G2} | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Q1} | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |

L'analisi è stata effettuata sulla sezione verificata a stabilità, attraverso il programma agli elementi finiti SEEP/W, nell'ipotesi di moto stazionario permanente. Definita la geometria, le proprietà dei materiali e le condizioni al contorno, è possibile determinare la pressione interstiziale u e confrontarla con la σ_{stab} calcolata nella stessa posizione, considerato il peso del terreno saturo.

Tramite Il programma di calcolo si ottengono i valori riportati di seguito.

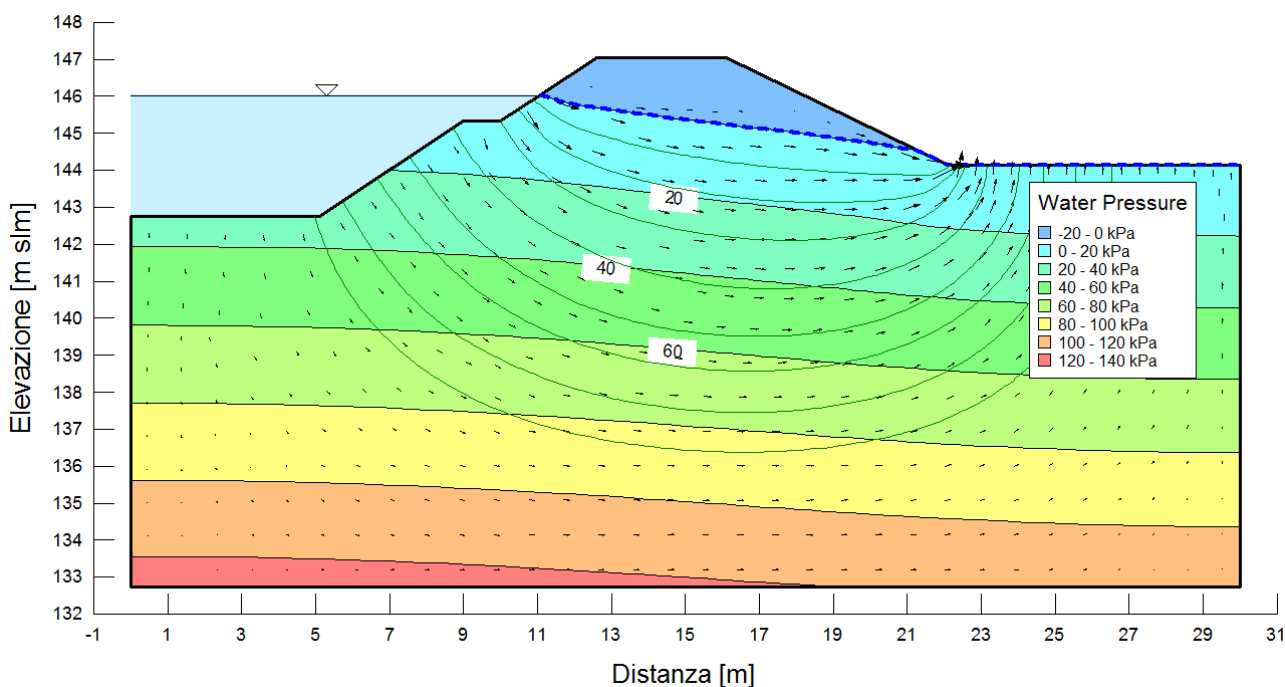


Figura 13. Distribuzione delle pressioni interstiziali

Risulta:

$$\sigma_{stab} = (H_{terreno} \cdot \gamma_{sat}) \cdot \gamma_1 = 14.36 \text{ kN/mq}$$

$$u_{inst} = \sigma_{instab} \text{ da output} \cdot \gamma_1 = 11.77 \text{ kN/mq}$$

Essendo la $\sigma_{stab} > u_{inst}$ risulta verificata l'assenza di fenomeni di sifonamento.

La Figura 14 seguente mostra l'andamento del gradiente delle velocità di filtrazione nelle arginature in progetto.

Si nota che in prossimità del piede di valle dell'argine tale gradiente assume valori superiori a 0.4. Come verifica si compara il massimo valore calcolato al gradiente idraulico critico ($i_c = \gamma' / \gamma_w$). Il calcolo del fattore di sicurezza $FS = i_c / i$ risulta superiore all'unità, dove i_c è il gradiente idraulico critico. Nel caso specifico risulta $FS = 2.53$.

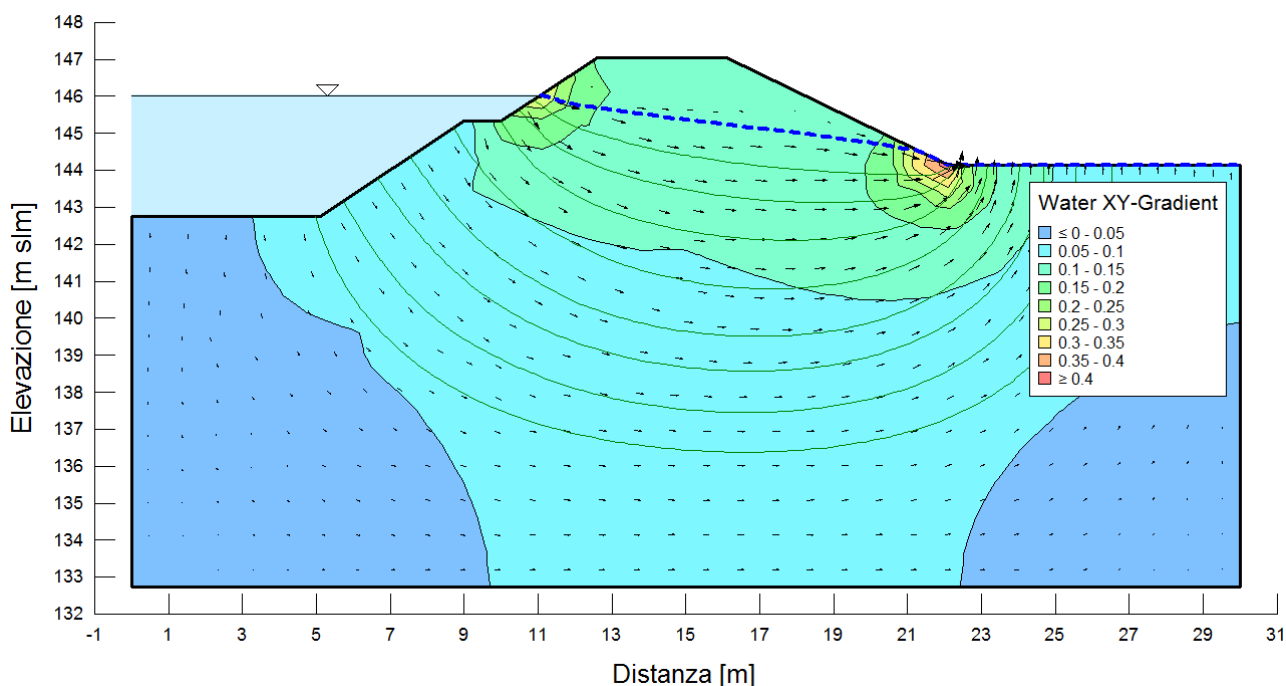


Figura 14. Gradiente idraulico

6. VERIFICHE STRUTTURALI ARGINI IN C.A.

Come descritto in precedenza, su entrambe le sponde del torrente Cherio, il progetto prevede la realizzazione di una difesa spondale in calcestruzzo armato (Figura 15).

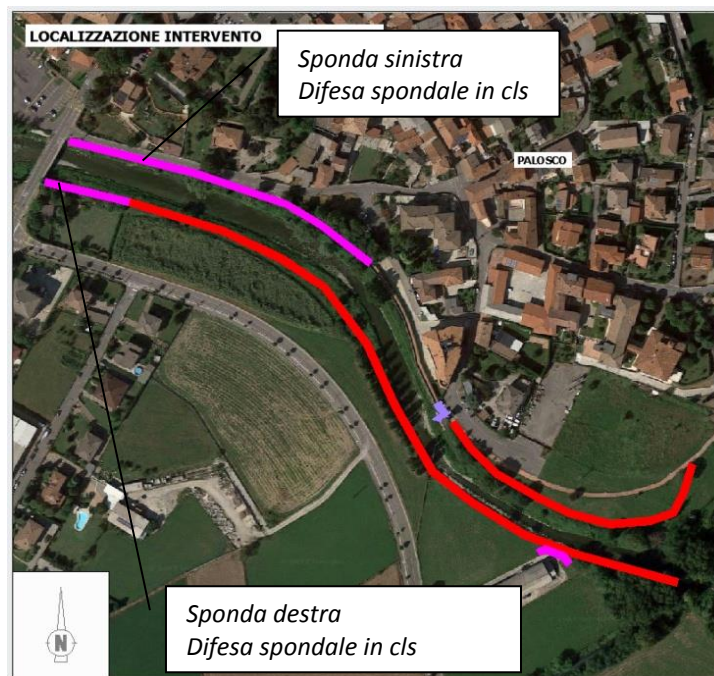


Figura 15. Tracciato planimetrico delle arginature in progetto

Trattandosi di un muro a gravità (Figura 16), sono state eseguite le verifiche agli stati limite ultimi di ribaltamento, di scorrimento sul piano di posa e di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (come da indicazioni delle NTC 2008 per il dimensionamento e la verifica dei muri di sostegno).

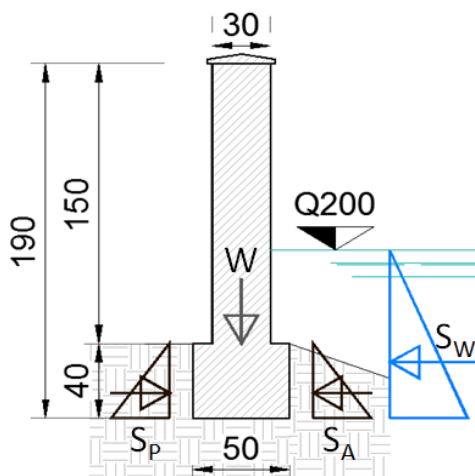


Figura 16. Schema strutturale della difesa spondale in progetto

6.1. Verifica al ribaltamento

| (Combinazione EQU + M2 + R2) | | |
|--|-------------|---|
| h h _{2o} [m] | 0.9 | *altezza acqua fino a quota Q200 |
| h terra [m] | 0.4 | *altezza terra a monte/valle |
| γ _{cls} [kN/m ³] | 25 | *peso specifico CLS |
| γ h _{2o} [kN/m ³] | 9.81 | *peso specifico acqua |
| γ terr [kN/m ³] | 21 | *peso specifico terreno |
| φ [°] | 38 | *angolo attrito terreno |
| φ [rad] | 0.56 | * /γ _M (M2)=1,25 |
| Ka | 0.31 | *coeff spinta attiva |
| Kp | 3.26 | *coeff spinta passiva |
| S _{H2O} [kN] | 3.973 | *spinta acqua |
| b [m] | 0.30 | *braccio |
| S _P [kN] | 5.47 | *spinta passiva terreno |
| b [m] | 0.133 | *braccio |
| S _A [kN] | 0.52 | *spinta attivo terreno |
| b [m] | 0.133 | *braccio |
| W [kN] | 16.25 | *peso muro nuova realizzazione |
| b | 0.25 | *braccio |
| Mrd | 4.31 | *momento resistente *γ _F (EQU)=0,9 |
| Msd | 1.86 | *momento spingente *γ _F (EQU)=1,1 - 1,5 e /γ _R (R2)=1 |
| Mrd/Msd | 2.31 | >1 |

6.2. Verifica allo scorrimento sul piano di posa

| (Combinazione A1+M1+R3 - Approccio 2) | | |
|--|-------------|--|
| γ terr [kN/m ³] | 21 | *peso specifico terreno |
| φ [°] | 38 | *angolo attrito terreno |
| φ [rad] | | * /γ _M (M1)=1 |
| Ka | 0.24 | *coeff spinta attiva |
| Kp | 4.20 | *coeff spinta passiva |
| Ed [kN] | 6.48 | *spinta *γ _F (A1)=1,3 - 1,5 |
| Rd [kN] | 12.70 | *forza di attrito (coeff.attrito=tgφ) *γ _F (A1)=1 |
| Rd [kN] | 11.54 | *azione resistente complessiva /γ _R (R3)=1,1 |
| Rd/Ed | 1.78 | >1 |
| <i>*non si considera il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro</i> | | |

6.3. Verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

| (Combinazione A1+M1+R3 - Approccio 2) | | |
|---------------------------------------|--------------|---|
| B [m] | 0.5 | *larghezza fondazione |
| γ terr [kN/m ³] | 21 | *peso specifico terreno |
| ϕ [°] | 38 | *angolo attrito terreno |
| ϕ [rad] | 0.66 | * $\gamma_M(M1)=1$ |
| Msd [kNm] | 1.86 | *momento spingente $\gamma_F(A1)=1,3 - 1,5$ |
| Mrd [kNm] | 5.00 | *momento resistente $\gamma_F(A1)=1$ |
| Pd [kN] | 21.13 | *forze verticali $\gamma_F(A1)=1,3$ |
| u [m] | 0.15 | *calcolo eccentricità |
| e [m] | 0.10 | *calcolo eccentricità |
| D [m] | 0.3 | *profondità posa piano fondazione |
| B* [m] | 0.30 | *larghezza effettiva fondazione |
| Nq | 48.93 | *fattori capacità portante |
| Ny | 56.17 | *fattori capacità portante |
| dq | 1.14 | *coeff di profondità |
| dy | 1 | *coeff di profondità |
| iq | 0.481 | *coeff di inclinazione |
| iy | 0.333 | *coeff di inclinazione |
| qult [kNm ²] | 227.3 | *Terzaghi - Brinch_Hansen |
| Qult [kN/m] | 67.71 | *distribuito su B* |
| Rd [kN/m] | 48.36 | *resistenza di progetto $\gamma_R(R3)=1,4$ |
| Rd/Ed | 2.289 | >1 |

7. VERIFICHE STRUTTURALI MURO DI SOSTEGNO IN C.A.

Per preservare le aree di transito del complesso artigianale interessato alla realizzazione del nuovo rilevato arginale, è stato previsto un restringimento realizzato mediante un muro di sostegno (Figura 17), le cui caratteristiche strutturali sono riassunte in Figura 18 seguente.

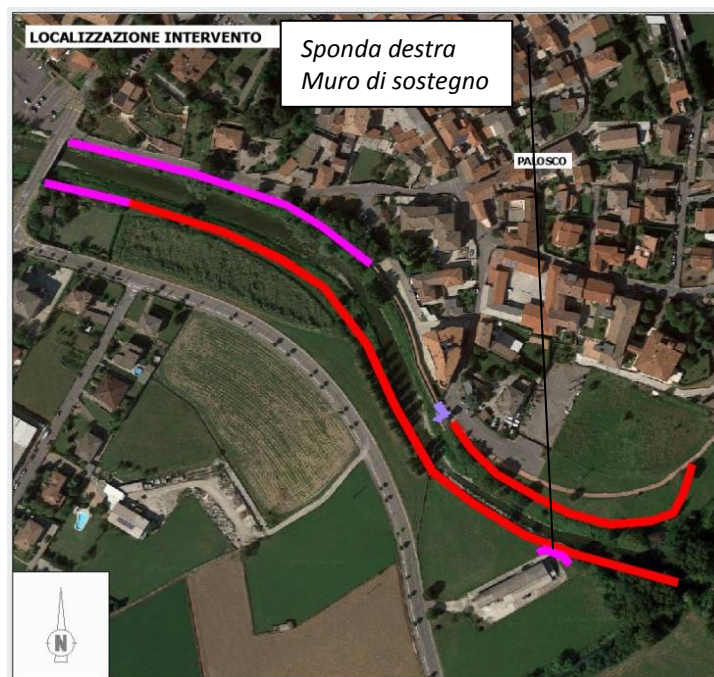


Figura 17. Tracciato planimetrico delle arginature in progetto

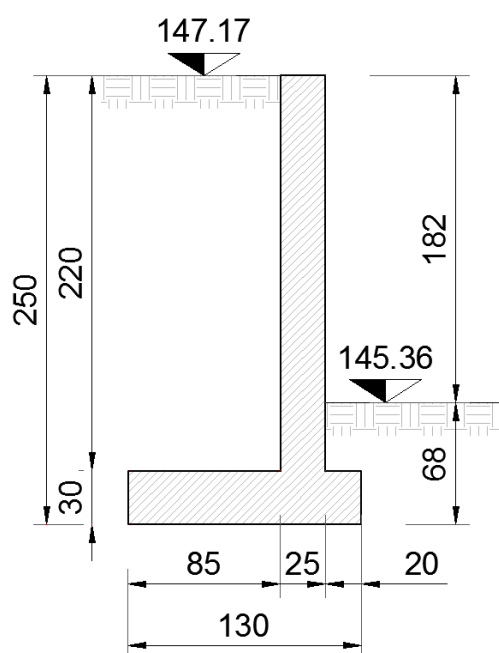


Figura 18. Schema strutturale del muro di sostegno in corrispondenza del complesso artigianale

Si adopera il software Muro/Spalla del prof. Gelfi per il dimensionamento e le verifiche secondo le indicazioni delle NTC2008.

Il programma, definiti la geometria del muro di sostegno, i parametri geotecnici caratteristici del sito e la zona sismica di riferimento, restituisce i risultati delle verifiche più gravose a ribaltamento, a scorrimento e a schiacciamento, riportando i valori dell'area minima di acciaio e delle tensioni massime di compressione e taglio nel calcestruzzo. In Figura 19 si riportano i risultati ottenuto.

Titolo :

Altezza paraghiaia (m) h1 **Angolo attrito interno** ϕ^o

Spessore paraghiaia (m) s1 **Ang. attrito terra-muro** δ^o

Inclinazione parete (%) i **Ang. attrito fondazione** ϕ_f^o

Altezza parete (m) h2 **Peso spec. terre [kN/m3]** γ_t

Spessore in testa (m) s2 **Peso spec. muro [kN/m3]** γ_m

Spessore alla base (m) s3 **Dati Sisma** K_v K_h

Altezza fondazione (m) h3 **N° lati terreno**

Sbalzo fond. contro terra L1

Larghezza totale fond. L2 **Calcolo** **Visualizza**

Impalcato

Ni dN

Vi kN

Zoom

Lungh. **Dislivello** **q**

Parete

St kN

Sq kN

Ss kN

Si kN

M kNm

N kN

V kN

Fondazione

Ribaltamento

St ?1

Sq ?1

Ss ?1

Si ?1

Mr ?1

Ms ?1

Ms/Mr ?1

Scorrimento

St ?3

Sq ?3

Ss ?3

Si ?3

V ?3

N ?3

c.scor. ?3

Schiacciamento

St ?2

Sq ?2

Ss ?2

Si ?2

M ?2

N ?2

V ?2

Sbalzi Fondazione

M valle

M monte

$\sigma_{t, valle}$ MPa

$\sigma_{t, monte}$

% comp.

Verifiche più gravose

| VERIFICA SCHIACCIAMENTO | | | | |
|-------------------------------|-------|---------------------------|---------------------------------------|--------------------------|
| ϕ [°] | 38 | *angolo attrito interno | q [kN/m ²] | 6.3 |
| ϕ [rad] | 0.66 | | N _q | 48.93 |
| γ [kN/m ³] | 21 | *peso specifico terreno | N _c | 61.35 |
| c [kN/m ²] | 0 | *coesione | N _y | 56.17 |
| c [Mpa] | 0 | | S _q | 1.00 |
| D [m] | 0.30 | *profondità piano di posa | S _c | 1.00 |
| B [m] | 1.3 | *larghezza fondazione | S _y | 1.00 |
| B [m] | 0.77 | *larghezza equivalente | q _{lim} [kN/m ²] | 759.93 |
| M [kNm] | 21.16 | | q _{lim} [MPa] | 0.76 |
| N [kN] | 79.21 | | N _{rd} | 415.64 > N _{rd} |

Figura 19. Verifica muro di sostegno

| | | | | | | |
|---|---------|--------|-----------------------|-----------------------|-------------------|-------------|
| Distanza fra le sezioni | 0.25 | m | f_{yd} | 391 | N/mm ² | |
| Copriferro | 4 | cm | E_s/E_c | 15 | | Ricalcola |
| PARETE (d=distanza sezione da base paraghiaia) | | | | | | |
| d [m] | M [kNm] | N [kN] | V [kN] | As [cm ²] | sig c [MPa] | tau c [MPa] |
| 2.2 | 26.49 | 26.51 | 30.32 | 3.08 | 6.78 | 0.16 |
| 1.95 | 19.80 | 22.85 | 25.47 | 2.23 | 5.78 | 0.13 |
| 1.7 | 14.26 | 19.35 | 20.99 | 1.55 | 4.85 | 0.11 |
| 1.45 | 9.780 | 16.02 | 16.86 | 1.01 | 3.99 | 0.09 |
| 1.2 | 6.264 | 12.85 | 13.09 | 0.60 | 3.18 | 0.07 |
| 0.95 | 3.624 | 9.858 | 9.681 | 0.31 | 2.44 | 0.05 |
| 0.7 | 1.770 | 7.029 | 6.631 | 0.11 | 1.75 | 0.04 |
| 0.45 | 0.6131 | 4.368 | 3.939 | 0.01 | 1.11 | 0.02 |
| 0.2 | 0.06466 | 1.853 | 1.446 | 0.00 | 0.01 | 0.01 |
| SUOLA A VALLE (d=distanza sezione da filo parete. As positiva per armatura inferiore) | | | | | | |
| d [m] | M [kNm] | V [kN] | As [cm ²] | sig c [MPa] | tau c [MPa] | |
| 0 | 1.919 | 19.19 | 0.19 | 1.26 | 0.08 | |
| SUOLA A MONTE (d=distanza sezione da filo parete. As positiva per armatura superiore) | | | | | | |
| d [m] | M [kNm] | V [kN] | As [cm ²] | sig c [MPa] | tau c [MPa] | |
| 0 | 14.25 | 12.99 | 1.46 | 3.61 | 0.06 | |
| 0.25 | 9.443 | 25.43 | 0.96 | 2.89 | 0.11 | |
| 0.5 | 3.289 | 18.80 | 0.33 | 1.66 | 0.08 | |
| 0.75 | 0.2685 | 5.370 | 0.03 | 0.46 | 0.02 | |

Figura 20. Sollecitazioni agenti sul muro e armatura necessaria

Il muro di sostegno presenta le seguenti caratteristiche:

- ✓ spessore paramento verticale 25 cm;
- ✓ spessore platea 30 cm;
- ✓ calcestruzzo di classe C28/35 e ferri d'armatura in acciaio di tipo B450C;
- ✓ armatura verticale (superiore e inferiore): $\Phi 12/20$;
- ✓ armatura orizzontale (di ripartizione): $\Phi 10/20$.

Come si può osservare dalla Figura 21 seguente, il momento resistente del manufatto (50,54 kNm) risulta superiore a quello sollecitante (26,49 kNm) e pertanto la struttura risulta verificata.

Stesso discorso per la verifica all'azione di taglio, i cui risultati sono riportati in Figura 22: poiché $V_{rd}=96,46\text{kN} > V_{sd}=30,32\text{kN}$ la struttura risulta verificata.

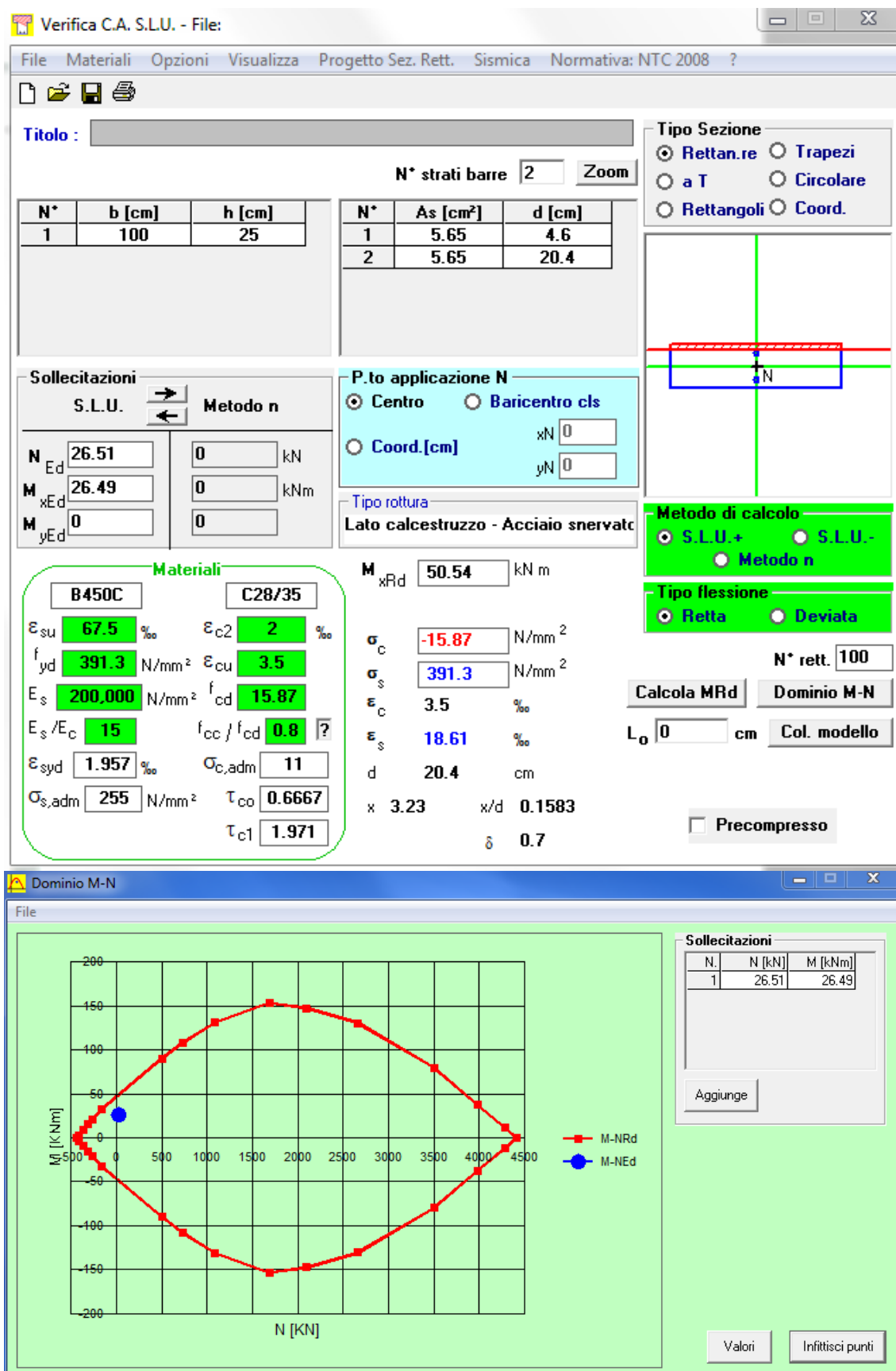


Figura 21. Verifica momento resistente

| TAGLIO RESISTENTE IN ASSENZA DI ARMATURA SPECIFICA (punto 4.1.2.1.3.1 NTC 2008) | | |
|---|----------|--|
| d [mm] | 12 | *diametro armatura longitudinale tesa |
| n° | 5 | *n° ferri |
| b [mm] | 1000 | *larghezza minima sezione |
| h [mm] | 204 | *altezza utile (h-copriferro) |
| fck [N] | 28 | *resistenza caratteristica cilindrica |
| k | 1.990148 | *termine legato all'ingranamento |
| vmin | 0.519966 | *tensione resistente minima del cls |
| Vrd,min [kN] | 106.07 | |
| Asl [mm ²] | 565.4867 | *armatura longitudinale tesa |
| ρ | 0.002772 | *rapporto geometrico armatura longitudinale tesa |
| Vrd [kN] | 96.46 | |

Figura 22. Verifica al taglio resistente