

**ASSE VIARIO MARCHE - UMBRIA E QUADRILATERO DI
PENETRAZIONE INTERNA**

**Sublotto 2.2: Intervalliva Macerata - allaccio funzionale della SS77
alla città di Macerata alle località "La Pieve" e "Mattei"**

PROGETTO DEFINITIVO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035 n. A35111 art. 107 a-b-c</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudio Muller</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>engeko Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 140354035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Valerio Guidobaldi</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A30025</p>		
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Iginio Farotti</i></p>		

GEOTECNICA

Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO				NOME FILE				REVISIONE	SCALA
OPERA	LOTTO	STATO	SETTORE	LO703.MC.D.P.GENER.00.GET.REL.001.C					
				WBS	DISCIPLINA	TIPO DOC.	N° PROGRESS.		
LO703	MC	D	P	GENER00	GET	REL	001	C	-
C	Revisione a seguito alle istruttorie Prot. QMU 0002937			Nov. 2020	Morigi	Signorelli	Guiducci		
B	Revisione a seguito alle istruttorie Prot. QMU 0002937			Ott. 2020	Morigi	Signorelli	Guiducci		
A	Emissione			Marzo 2020	Morigi	Marino	Guiducci		
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO		

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. <u>NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....</u>	5
2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.2. RACCOMANDAZIONI TECNICHE	5
2.3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
3. <u>LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI</u>	6
3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	6
3.2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	9
3.3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	10
4. <u>INDAGINI GEOTECNICHE</u>	11
4.1. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE.....	11
4.1.1. <i>Tratto Sforzacosta (Svincolo SS77) – La Pieve</i>	11
4.1.2. <i>Tratto La Pieve – Mattei</i>	12
4.1.3. <i>Risultati delle indagini geotecniche</i>	12
4.2. PROVE IN SITO.....	14
4.2.1. <i>Prove Penetrometriche Dinamiche</i>	14
4.2.2. <i>Prove penetrometriche statiche (CPT)</i>	20
4.2.3. <i>Prove di carico su piastra</i>	22
4.2.4. <i>Prove pressiometriche</i>	23
4.2.5. <i>Prove di permeabilità</i>	23
4.2.6. <i>Rilievo dei livelli di falda</i>	24
4.2.7. <i>Risultati del monitoraggio inclinometrico</i>	25
4.2.8. <i>Prove geofisiche</i>	26
4.3. PROVE DI LABORATORIO.....	33
4.4. INDAGINI CHIMICHE PER L'ATTACCO DEI CLS.....	38
5. <u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</u>	40
5.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	40
5.2. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI	41
5.2.1. <i>Caratteristiche fisiche</i>	41
5.2.2. <i>Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate</i>	44
5.2.3. <i>Caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate</i>	46
5.2.4. <i>Caratteristiche di deformabilità</i>	47
6. <u>LIQUEFAZIONE</u>	48

PROGETTAZIONE ATI:

7.	MODELLAZIONE GEOTECNICA	50
7.1.	PARAMETRI CARATTERISTICI	50
7.2.	DEFINIZIONE DELLE STRATIGRAFIE DI PROGETTO	51
7.3.	LIVELLI DI FALDA	53
8.	TEMATICHE PROGETTUALI A CARATTERE GEOTECNICO	54
8.1.	ANALISI DEL TRACCIATO	54
9.	METODI DI CALCOLO	57
9.1.	AZIONI SISMICHE	59
9.1.1.	<i>Parametri sismici</i>	60
9.2.	STABILITÀ DEI PENDII E OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	60
9.3.	OPERE DI SOSTEGNO	61
9.4.	FONDAZIONI DELLE OPERE D'ARTE PRINCIPALI	62
9.4.1.	<i>Fondazioni Dirette</i>	62
9.4.2.	<i>Fondazioni su Pali</i>	135
9.5.	CONSIDERAZIONI SUL DECORSO DEI CEDIMENTI NEL TEMPO DELLE OPERE SU FONDAZIONE DIRETTA	201
9.6.	TRINCEE E RILEVATI	203
9.6.1.	<i>Verifiche di stabilità delle trincee</i>	204
9.6.1.	<i>Verifiche di stabilità dei rilevati</i>	208
9.7.	ANALISI DI STABILITÀ DELLE OPERE DI SOSTEGNO	224
9.8.	CEDIMENTI E BONIFICA DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI	229
9.8.1.	<i>Calcolo dei cedimenti dei rilevati tratto 1</i>	236
9.8.2.	<i>Calcolo dei cedimenti dei rilevati tratto 2</i>	238
9.8.3.	<i>Commenti</i>	240
9.9.	OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIALI	240
9.10.	PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO	242
10.	ALLEGATI	243
10.1.	FIGURE FUORI TESTO	243
10.1.1.	<i>Terreni tipo GSLA1</i>	243
10.1.2.	<i>Terreni tipo GSLA2</i>	247
10.1.3.	<i>Terreni tipo GS</i>	250
10.1.4.	<i>Terreni tipo SL</i>	254
10.1.5.	<i>Terreni tipo LS1</i>	255
10.1.6.	<i>Terreni tipo LS2</i>	259

PROGETTAZIONE ATI:

10.1.7. Terreni tipo LS3.....	263
10.1.8. Terreni tipo LS4.....	267
10.1.9. Terreni tipo LS4s.....	272
10.1.10. Terreni tipo AMA	274

PROGETTAZIONE ATI:

1. PREMESSA

La presente relazione illustra gli studi e le analisi geotecniche relative al Progetto Definitivo dell' "Asse Viario Marche – Umbria e Quadrilatero di Penetrazione Interna - Sublotto 2.2: Intervalliva di Macerata - allaccio funzionale della SS77 alla città di Macerata alle località "La Pieve" e "Mattei".

In particolare, nella presente relazione vengono esaminati e sviluppati i seguenti aspetti:

- Descrizione delle campagne di indagini eseguite nelle diverse fasi progettuali e delle analisi di laboratorio;
- Caratterizzazione geotecnica delle formazioni individuate lungo il tracciato in esame;
- Schematizzazione stratigrafica e geotecnica di progetto;
- Descrizione delle problematiche geotecniche e delle soluzioni tecniche adottate;
- Definizione delle metodologie per il dimensionamento delle opere geotecniche;
- Analisi di stabilità;
- Verifiche geotecniche dei sottopassi SS77, via Fontescodella e sottopasso faunistico;
- Verifiche geotecniche e strutturali dei pali di fondazione del Ponte sul Chienti e del Viadotto Pieve.

2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare n°7/C.S.LL.P del 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM17/01/2018;
- [3] UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali. Versione in lingua italiana della norma europea EN1997-1;
- [4] UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo. Versione in lingua italiana della norma europea EN1997-2;
- [5] UNI EN 1998:2005 Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici. Versione in lingua italiana della norma europea EN1998.

2.2. RACCOMANDAZIONI TECNICHE

- [6] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- [7] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1994) “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”.
- [8] AGI - Associazione geotecnica italiana (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida – Edizione provvisoria Patron Editore, Bologna;

2.3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- [9] Capitolato speciale d’Appalto – Norme Tecniche per l’esecuzione del contratto Parte 2;

3. LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI

3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in oggetto è compresa tra le colline di Colbuccaro, il Fiume Chienti, il settore SW dell'abitato di Macerata e il versante in destra del Fosso Valteja.

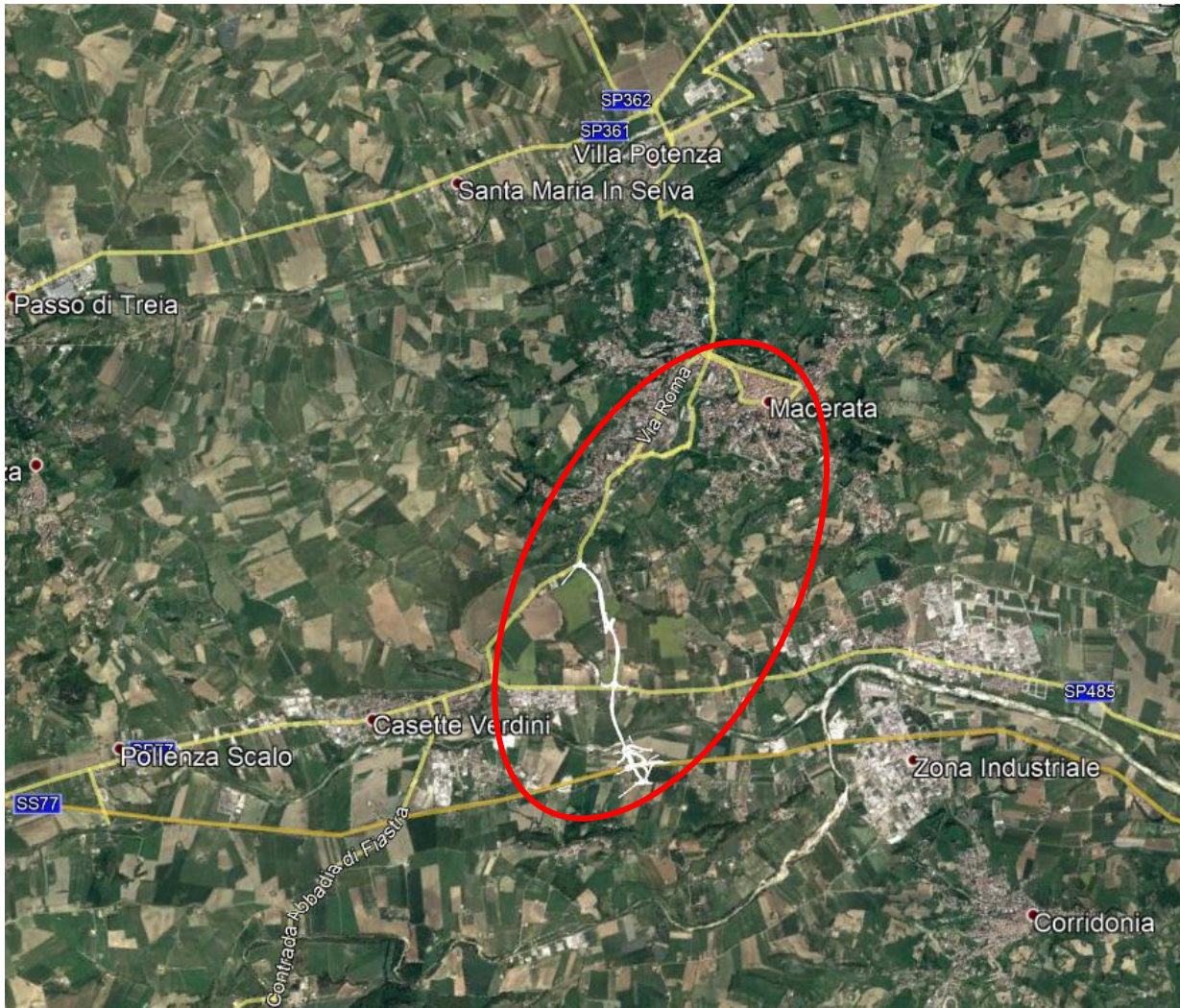


Figura 3.1 – Immagine da Google dell'area con traccia del progetto

Dal punto di vista geo-litologico, nell'area sono presenti terreni appartenenti alla successione sedimentaria marina plio-pleistocenica e a depositi continentali di età quaternaria.

L'area marchigiana, dal punto di vista geografico, costituisce la parte meridionale più esterna dell'Appennino settentrionale; l'aspetto orografico della regione consente l'individuazione di tre fasce disposte in senso longitudinale da occidente al litorale Adriatico: una fascia pre-appenninica, una fascia appenninica e una fascia sub-appenninica.

PROGETTAZIONE ATI:

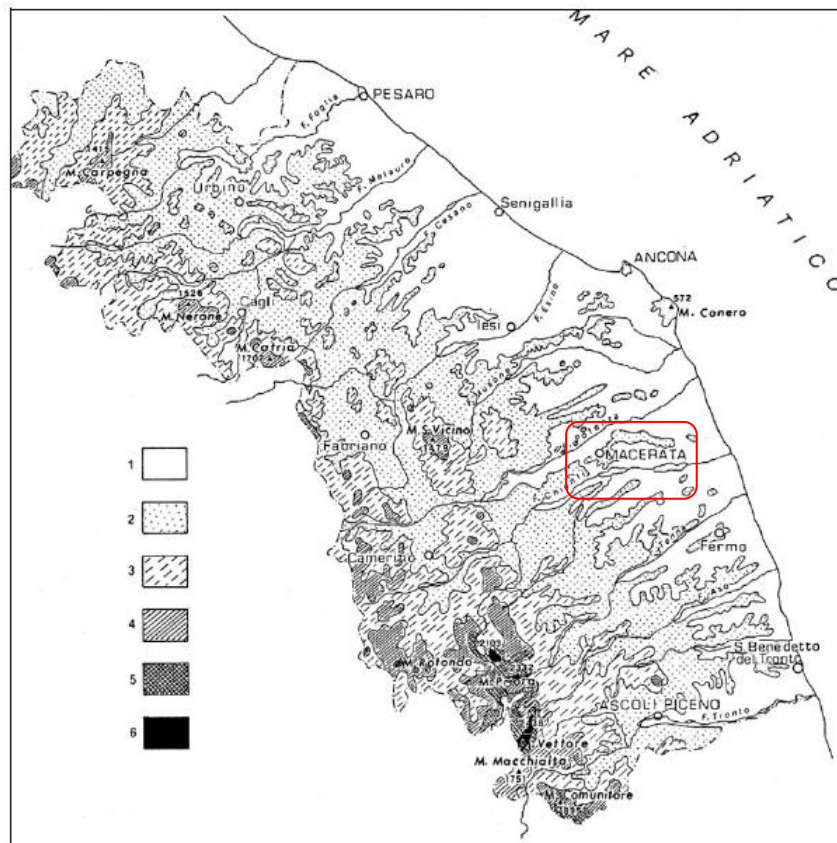


Figura 3.2 – Immagine orografica della Regione Marche. 1) 0-200 m, 2) 200-500 m, 3) 500-1000 m, 4) 100-1700 m, 5) 1700-2000 m, 6) >2000 m (Molinari et alii, 1971)

L'area di Macerata ricade nella fascia sub-appenninica che vede una morfologia essenzialmente di tipo collinare con quote di poco superiore ai 300 metri.

Per quanto riguarda gli aspetti tettonici, l'Appennino Umbro-Marchigiano è caratterizzato da domini strutturali a pieghe e sovrascorrimenti, e in misura minore a faglie inverse, trascorrenti e traspressive.

PROGETTAZIONE ATI:

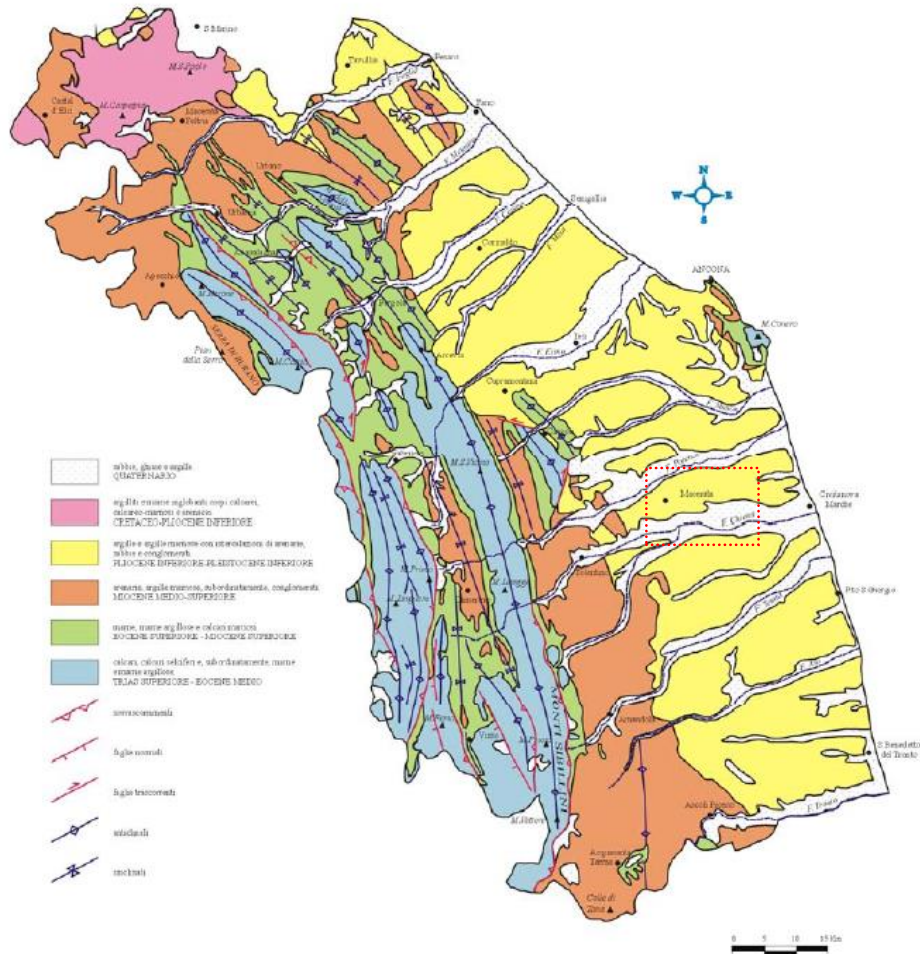


Figura 3.3 – Immagine schematica della geologia delle Marche (Deiana & Pambianchi, 2002)

Dal punto di vista della dinamica geologico-strutturale che ha interessato la catena appenninica centrale, il settore maceratese ricade nell'ambito esterno ad essa.

Gli eventi deformativi che hanno interessato le zone appenniniche esterne nel Bacino marchigiano, a partire dal Pliocene inferiore, individuano settori caratterizzati da una diversa evoluzione tettonico-sedimentaria.

L'area maceratese, dal punto di vista paleomorfologico, ricade in ambito di piattaforma continentale.

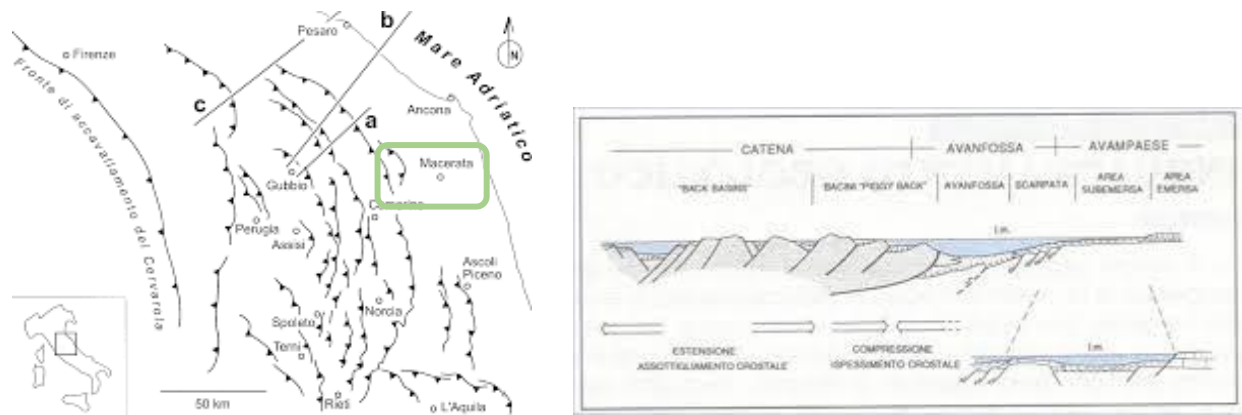


Figura 3.4 – Immagini schematiche dell'assetto strutturale dell'area Umbro Marchigiana

La successione sedimentaria, che costituisce l'ossatura e la struttura dell'Appennino Centrale è rappresentata dalla serie Umbro-Marchigiana (successione sedimentaria di ambiente pelagico) che si raccorda a Sud con i depositi della piattaforma Laziale-Abbruzzese. Dal punto di vista litologico, la sedimentazione pelagica si compone di calcari, calcari marnosi, calcari selciferi e marne poggianti su rocce ascrivibili al Triassico sup. e la loro sedimentazione si è protratta fino al Paleogene.

A partire dal Miocene i movimenti tettonici del thrust appenninico hanno comportato la dislocazione dei depositi rocciosi e nell'area marchigiana la sedimentazione è stata controllata dalla comparsa di aree bacinali che hanno accompagnato gli stadi evolutivi del sistema catena-avanfossa-avampaese. L'Avanfossa Marchigiana è caratterizzata da ampie sinclinali, separate fra loro da anticlinali molto strette orientate secondo un andamento NW-SE.

L'assetto morfostrutturale attuale è controllato dall'attività tettonica plio-quadernaria che, unitamente alle variazioni climatiche ed eustatiche, ne ha condizionato la sedimentazione verso ambienti marini o continentali.

I depositi marini plio-pleistocenici sono disposti secondo una struttura monoclinale debolmente immergente verso E, in quanto basculati a seguito del sollevamento regionale.

3.2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geomorfologico l'area si presenta in armonia con il contesto paesaggistico collinare che si estende lungo la fascia periadriatica.

Come anticipato in precedenza l'assetto geomorfologico è influenzato e condizionato da vari fattori fra i quali:

- l'evoluzione neotettonica
- la successione degli eventi climatici quaternari
- le caratteristiche litostratigrafie
- l'attività antropica

All'evoluzione tettonica dell'area e alle caratteristiche litologiche è collegata la genesi e la morfologia dei rilievi collinari nonché le locali rotture di pendio, mentre i processi morfogenetici principali derivano dall'azione delle acque correnti superficiali e dalla gravità.

Di fondamentale importanza è il risultato dell'intenso sollevamento generale che ha interessato tutto l'appennino a partire dal Pliocene superiore. Tale sollevamento ha indotto un generale e rapido approfondimento dell'erosione lineare in funzione alle diverse condizioni climatiche che si sono avvicendate a partire dal Pleistocene medio.

PROGETTAZIONE ATI:

L'alternanza di fasi climatiche che si sono susseguite nel passato, caratterizzati da periodi freddi (periglaciali) e da periodi temperati, sono alla base del susseguirsi di intervalli temporali a prevalente azione di sedimentazione o di erosione; questi elementi morfologici sono riconoscibili lungo il corso del F. Chienti, nell'area in studio, evidenziati dalla presenza di depositi alluvionali disposti a quote decrescenti rispetto al fondovalle attuale e particolarmente sviluppate in sinistra dei principali fiumi dove è possibile riconoscere l'intera successione degli ordini terrazzati.

La Carta geomorfologica è stata compilata tenendo conto anche delle litologie affioranti che sono raggruppate in 3 unità litostratigrafiche principali e fanno da sfondo agli elementi morfologici:

- Unità dei depositi di natura alluvionale
- depositi di copertura (eluvio-colluviali)
- depositi di plio-pleistocenici

Gli elementi geomorfologici rilevati sono definiti da linee a tratto continuo o discontinuo (nel caso si tratti di forme certe o incerte). La colorazione e la tipologia di rappresentazione adottata per la simbologia è funzione della diversa genesi dell'elemento morfologico rappresentato, per la loro scelta si è fatto riferimento ai Quaderni (ISPRA) serie III volume 13 (2018).

Nell'area in esame sono stati evidenziati quattro insiemi di forme morfogenetiche:

- Forme strutturali
- Forme gravitative
- Forme fluviali e dovute al dilavamento
- Forme di origine antropica

3.3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico, le unità arenaceo-pelitiche plio-pleistoceniche presentano una geometria tipicamente lenticolare con spessori variabili lateralmente spesso fino ad annullarsi. Esse costituiscono il substrato dei fossi che drenano le acque verso i fiumi principali.

I depositi pleistocenici a prevalentemente componente argilloso-limoso non sono sede di acquiferi significativi, ma di piccole falde locali spesso in pressione e lungo alcuni versanti si osservano manifestazioni sorgentizie.

Per quanto riguarda i depositi alluvionali composti da corpi ghiaiosi, ghiaioso-sabbiosi e ghiaioso-limosi, con intercalate lenti argilloso-limose e sabbioso-limose occorre distinguere la situazione presente per ognuno degli ordini di terrazzo.

I depositi terrazzati di ordine alto sono in continuità idraulica tra loro e rappresentano il vero acquifero di sub-alveo, mentre quelli di ordine basso sono sede di acquiferi per lo più isolati. Dove, però, è presente una continuità apprezzabile anche i depositi terrazzati di ordine inferiore possono essere in contatto con quelli di ordine maggiore fungendo, quindi, da zone di ricarica per le aree di pianura alluvionale attuale.

I depositi alluvionali generalmente sono sede di falde libere e l'alimentazione delle falde è principalmente connessa alle piogge.

L'andamento delle isofreatiche è abbastanza complesso a causa di differenze di permeabilità, della morfologia del substrato, della presenza di numerose opere di captazione e dell'infiltrazione di acque superficiali dagli alvei degli affluenti principali.

4. INDAGINI GEOTECNICHE

4.1. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE

Per la caratterizzazione delle unità geotecniche incontrate lungo il tracciato in esame sono state analizzati i risultati delle campagne di indagine disponibili. In particolare, le campagne indagini sono state divise due lotti: il primo lotto comprende il tratto tra Sforzacosta (Svincolo SS77) e la rotatoria La Pieve, il secondo lotto si estende tra la rotatoria La Pieve e la rotatoria Mattei.

Nello specifico, nel primo lotto sono state condotte tre campagne di indagini (2004, 2006/2008 e 2019), mentre nel secondo lotto è stata condotta una sola campagna indagine (2019). Inoltre, durante la progettazione preliminare dell'ex sublotto 2.2 del maxi lotto 1, sono stati rinvenuti 4 sondaggi geognostici, eseguiti da liberi professionisti per conto dell'Amministrazione comunale di Macerata, di cui si hanno a disposizione le colonne stratigrafiche e le misurazioni della falda.

4.1.1. TRATTO SFORZACOSTA (SVINCOLO SS77) – LA PIEVE

Per questo tratto sono disponibili i risultati di tre campagne di indagine: le prime due sono state eseguite nell'ambito della Progettazione Preliminare (estate 2004) e nell'ambito del Progetto Definitivo dell'ex sublotto 2.2 del maxi lotto 1 (2008), mentre la terza campagna è stata eseguita nel 2019 nell'ambito di questo progetto.

Nello specifico, le campagne di indagine si articolano nel seguente modo:

- campagna di indagine geotecnica del 2004 a cura della ditta Tecno Soil Snc – nell'area dell'asse di progetto sono stati eseguiti n.4 sondaggi a carotaggio continuo di lunghezza variabile tra 6.0 e 20.0 m, n° 2 penetrometriche dinamiche spinte fino a una profondità massima di 5÷7 m dal piano campagna, n° 2 prove penetrometriche statiche con punta meccanica, spinte fino a circa 3.6 m dal piano campagna locale;
- campagna di indagine geotecnica del 2006/2008 a cura della ditta Methodo Srl – nell'area dell'asse di progetto sono stati eseguiti n.1 sondaggio a carotaggio continuo di lunghezza 35.0 m, n° 3 prove penetrometriche dinamiche spinte fino a una profondità massima di 6.0÷13.5 m dal piano campagna, n° 4 pozzetti esplorativi realizzati con escavatore e spinti fino alla profondità di 1.0 m dal piano campagna. In ogni pozzetto sono state eseguite prove di carico con piastra alla profondità di 0.5 m;
- campagna di indagine geotecnica del 2019 a cura della ditta Tecno In S.p.A. – nell'area dell'asse di progetto sono stati eseguiti n.3 sondaggi a carotaggio continuo di lunghezza variabile tra 20.0 e 30.0 m, n° 7 pozzetti esplorativi realizzati con escavatore, e spinti fino alla profondità di 3.0 m dal piano campagna, e n° 2 prospezioni sismiche a rifrazione tomografica per una lunghezza di 115 m circa ciascuna. In 5 pozzetti sono state eseguite 6 prove di carico su piastra.

Inoltre, durante le perforazioni sono state eseguite:

- n° 20 prove penetrometriche dinamiche in avanzamento SPT;
- n° 1 prova pressiometrica tipo Menard;
- n° 10 campionamenti ambientali, di cui 8 di terreno e 2 di acqua;
- n° 3 prove Lefranc;
- n° 25 prelievi di campioni di terreno, di cui 11 indisturbati e 14 rimaneggiati.
- n. 2 prove sismiche in foro tipo Down-Hole di profondità variabile tra i 30.0 e i 35.0 m da quota boccaforo con misura delle onde P ed S;
- installazione di n. 4 piezometri a tubo aperto (2 nella campagna del 2004 e 2 nella campagna del 2019).

In aggiunta, nei pozzetti esplorativi, oltre alle prove di carico su piastra, sono stati eseguiti:

PROGETTAZIONE ATI:

- n° 16 campionamenti ambientali di terreno;
- n° 17 prelievi di campioni di terreno rimaneggiati;

Inoltre, vista la necessità di dimensionare la miscela più corretta dei conglomerati cementizi in relazione soprattutto alla loro durabilità, è necessaria la definizione dell'aggressività chimica dei terreni e delle acque direttamente interferenti con le opere in calcestruzzo.

A tal fine sono state eseguite le necessarie indagini e prove con le modalità previste nella norma UNI EN 206-1 "Calcestruzzo: specificazione, descrizione, produzione e conformità" (prospetti 1 e 2) su n. 1 campione di terra e n. 1 campione di acqua prelevati in foro.

4.1.2. TRATTO LA PIEVE – MATTEI

Per questo tratto sono disponibili i risultati della campagna di indagine eseguita nel 2019 nell'ambito di questo progetto.

Nello specifico, la campagna di indagine, a cura della ditta Tecno In S.p.A., è articolata nel seguente modo:

- n° 6 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo di lunghezza variabile 20.0 e 30.0 m;
- n° 1 sondaggio inclinato a 45° di lunghezza 3.0 m, eseguito per il prelievo di campioni ambientali e geotecnici;
- n° 2 pozzetti esplorativi spinti fino a una profondità di 3.0 m con prelievo di campioni ambientali e geotecnici;
- n° 4 prospezioni sismiche a rifrazione tomografica;
- n° 1 MASW.

Inoltre, durante le perforazioni sono state eseguite:

- n° 21 prove penetrometriche dinamiche in avanzamento SPT;
- n° 19 campionamenti ambientali, di cui 17 di terreno e 2 di acqua;
- n° 1 prove Lefranc;
- n° 31 prelievi di campioni di terreno, di cui 14 indisturbati e 17 rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- installazione di n. 2 piezometri a tubo aperto;
- installazione di n. 4 tubi inclinometrici.

In aggiunta, nei pozzetti esplorativi sono stati eseguiti:

- n° 4 campionamenti ambientali di terreno;
- n° 4 prelievi di campioni di terreno, n° 6 rimaneggiati e n° 1 indisturbato da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico.

Inoltre, anche per questo tratto si è proceduto a prelevare in foro n. 3 campioni di terra e n. 1 campione di acqua per la definizione dell'aggressività chimica dei terreni e delle acque direttamente interferenti con le opere in calcestruzzo.

Infine, dal Comune di Macerata è stato reperito uno studio che comprende l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo e un monitoraggio inclinometrico che si è protratto per un periodo temporale di circa 2 anni. Tale studio ricade all'interno dell'area segnata come "corpo di frana per scorrimento inattivo" (si veda la carta geomorfologica, elaborato LO703.MC.D.P.GENER.00.GEO.PLA.006.A).

4.1.3. RISULTATI DELLE INDAGINI GEOTECNICHE

L'ubicazione delle indagini geognostiche (sondaggi e pozzetti esplorativi) e delle indagini sismiche è riportata nelle planimetrie di ubicazione delle indagini (elaborati LO703.MC.D.P.GENER.00.GEO.PLA.001.A ÷ 004.A).

PROGETTAZIONE ATI:

Nella seguente tabella sono sintetizzati i dati, per entrambe le tratte, di tutte le campagne di indagini disponibili, relativi ai sondaggi e pozzetti, utilizzati per la redazione del Progetto Definitivo.

Tabella 4.1 - Riepilogo dei sondaggi e pozzetti eseguiti

Campagna	Sondaggio/ Pozzetto	Lungh. [m]	Strumentazione installata	Campioni			SPT	Pressiometriche	Lefranc
				Ind.	Rim.	Ambientali			
1999	S4	13	-	-	-	-	-	-	-
	S7	9	-	-	-	-	-	-	-
2002	S1	9	Piezom. T.A.	-	-	-	-	-	-
	S2	9	Piezom. T.A.	-	-	-	-	-	-
2004	S1	20,0	Piezom. T.A.	2	-	-	2	-	-
	S2	20,0	Piezom. T.A.	2	-	-	2	-	-
	S3	10,0	-	-	-	-	1	-	-
2006	S4	6,0	-	-	-	-	-	-	-
	SD1pz	35,0	Down – hole	1	6	-	6	1	-
2008	P1	1.0	Prova di carico	-	2	-	-	-	-
	P2	1.0	Prova di carico	-	2	-	-	-	-
	P3	1.0	Prova di carico	-	2	-	-	-	-
	P4	1.0	Prova di carico	-	2	-	-	-	-
2019	BH01-PZ	20,0	Piezom. T.A.	2	4	7	3	-	2
	BH02-DH	30,0	Down – hole	2	-	-	3	-	1
	BH03-PZ	20,0	Piezom. T.A.	2	4	3	3	-	-
	BH04-IN	20,0	Inclinometro	2	3	-	3	-	-
	BH05-PZ	30,0	Piezom. T.A.	3	3	6	4	-	-
	BH07-IN	20,0	Inclinometro	3	2	4	3	-	-
	BH08-IN	20,0	Inclinometro	2	2	5	3	-	-
	BH09-PZ	25,0	Piezom. T.A.	2	2	-	4	-	1
	BH10-IN	20,0	Inclinometro	2	3	-	4	-	-
	Pz01	3,0	Prova di carico	-	2	3	-	-	-
Pz01bis	3,0	-	-	-	2	-	-	-	
Pz02	3,0	Prova di carico	-	1	2	-	-	-	
Pz03	3,0	Prova di carico	-	2	3	-	-	-	
Pz04	3,0	Prova di carico	-	1	-	-	-	-	
Pz05	3,0	-	-	1	-	-	-	-	
Pz05bis	3,0	-	-	-	4	-	-	-	
Pz06	3,0	Prova di carico	-	2	2	-	-	-	
Pz07	3,0	-	1	3	4	-	-	-	
Pz08	3,0	-	-	2	4	-	-	-	
Totali		339,0/31.0		26	51	49	41	1	4

Inoltre, nella tabella seguente sono sintetizzati i dati relativi alle prove penetrometriche disponibili per la redazione di questo progetto:

Tabella 4.2 - Riepilogo prove penetrometriche eseguite

Campagna	Tipo indagine			
	N° DPSH	Profondità [m]	N° CPT	Profondità [m]

PROGETTAZIONE ATI:

2004	1	7.0	1	3.6
	2	5.0	2	3.6
2006	1	6.0	-	-
	2	10.8	-	-
	3	13.5	-	-

4.2. PROVE IN SITO

4.2.1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

4.2.1.1. SPT

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono state eseguite prove di resistenza dinamica tipo SPT a profondità variabile. Nella tabella seguente sono riportati l'insieme dei risultati di tali prove, in termini di numero di colpi N_{SPT} . Nei grafici e nella tabella seguente il rifiuto strumentale è indicato con un numero di colpi pari a 100.

Di seguito il riepilogo delle prove SPT effettuate:

Tabella 4.3 - Riepilogo prove SPT

Campagna	Sondaggio	Lunghezza [m]	SPT		
			n° prove	Prof. [m]	N_{spt}
2004	S1	20	2	5.00	12
				10.00	100
	S2	20	2	5.00	29
				10.00	13
	S3	10	1	4.50	100
				3.00	56
2006	SD1pz	35	6	6.00	88
				9.00	100
				12.20	100
				15.00	100
				17.40	100
				1.40÷1.85	10
2019	BH01-PZ	20	3	7.50÷7.95	46
				11.50÷11.95	41
				3.00÷3.45	10
	BH02-DH	30	3	8.30÷8.60	100
				11.00÷11.30	100
	BH03-PZ	20	3	2.40÷2.85	25
				5.55÷6.00	26
				10.20÷10.50	100
	BH04-IN	20	3	2.50÷2.95	7
				6.00÷6.45	27
11.50÷11.95				30	
BH05-PZ	30	4	1.55÷2.00	29	
			7.50÷7.95	10	

PROGETTAZIONE ATI:

				14.70÷15.15	14
				24.10÷24.55	22
				4.50÷4.95	22
BH07-IN	20	3		8.00÷8.45	42
				15.00÷15.45	45
				2.00÷2.45	29
BH08-IN	20	3		8.00÷8.45	30
				13.00÷13.45	44
				3.00÷3.45	38
BH09-PZ	25	4		8.40÷8.85	40
				14.00÷14.45	39
				18.00÷18.45	62
				4.00÷4.45	30
BH10-IN	20	4		9.00÷9.45	35
				11.00÷11.45	37
				15.00÷15.45	51
Totali		41			

Criteria di interpretazione delle prove SPT

Densità relativa

Per la valutazione della densità relativa si è utilizzata la correlazione proposta da Skempton (1986):

$$D_r = \left(\frac{N_1}{60} \right)^{0.5}$$

in cui:

$$N_1 = \left(\frac{98}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} N_{SPT}$$

Angolo di resistenza al taglio

Per la valutazione dell'angolo di resistenza al taglio si sono impiegate le correlazioni proposte da:

- Road Bridge Specification (2002)
 $\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$
- Japanese National Railway (1982):
 $\varphi = 0.3 \cdot N_{SPT} + 27$
- De Mello (1971):
 $\varphi = 19 - 0.38 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{98.1} \right) + 8.73 \log_{10}(N_{SPT})$

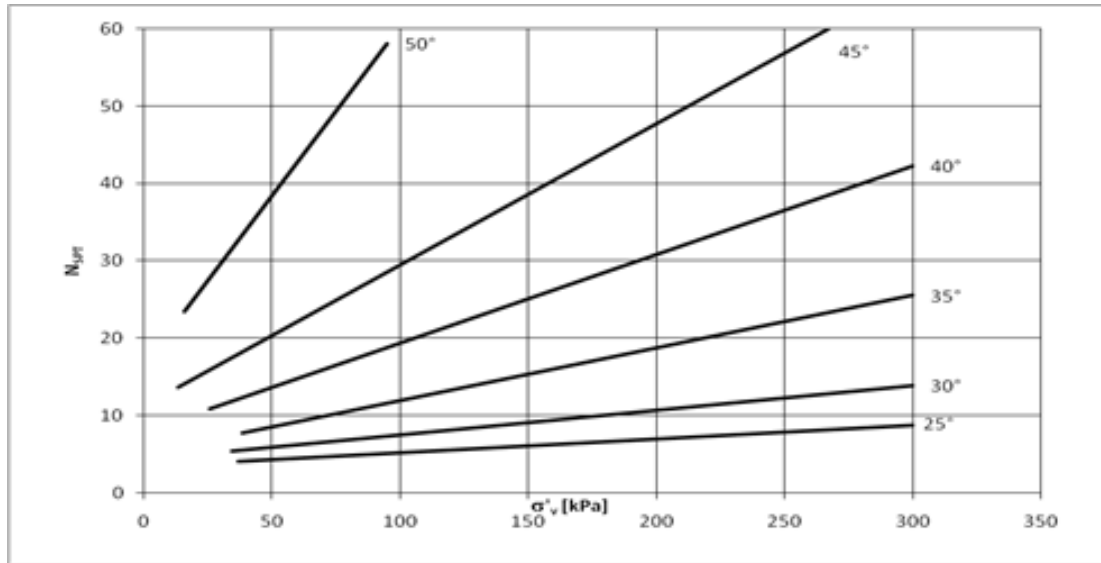


Figura 4.1 – Correlazione di De Mello tra il valore di N_{SPT} , la tensione verticale efficace e l'angolo di resistenza al taglio

Modulo di Young (E)

I risultati delle prove SPT sono stati interpretati adottando la correlazione di Denver, per la determinazione di un valore operativo del modulo di Young (E):

$$E = s_1 \cdot N_{SPT} + s_2 \text{ (in MPa)}$$

nella quale i parametri s_1 ed s_2 sono scelti in funzione del litotipo.

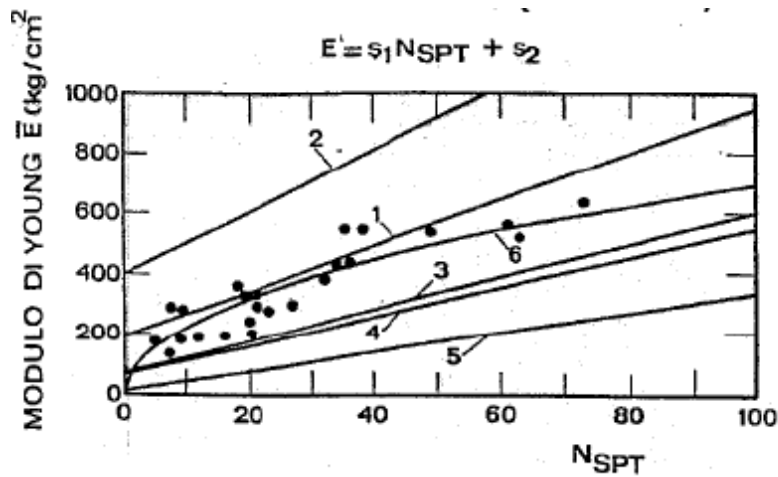


Figura 4.2 - Correlazione tra il modulo di Young e N_{SPT}

Tabella 4.4 - Valori di riferimento per s_1 e s_2

Curva	Note	Riferimento	s_1	s_2
1	sabbie e ghiaie NC	D'Apollonia et al, 1970	0,756	18,75
2	sabbie OC	D'Apollonia et al, 1970	1,043	36,79
3	Sabbia	Schulze & Menzenbach, 1961	0,517	7,46
4	Sabbia satura	Webb, 1970	0,478	7,17
5	Sabbia argillosa	Webb, 1970	0,316	1,58

PROGETTAZIONE ATI:

Coesione non drenata

Per la valutazione della coesione non drenata, si è utilizzata la correlazione di Stroud & Butler (1975) che lega la coesione non drenata, c_u , al numero di colpi N_{SPT} tramite la seguente formula:

$$c_u = f_1 \cdot N_{SPT}$$

dove f_1 è un coefficiente che varia tra 4 e 7.5.

Correlazione tra prove SPT e CPT

Per i terreni a grana fine, per quanto riguarda la stima del coefficiente di sovraconsolidazione OCR, è possibile utilizzare la trattazione di Robertson (1983). In particolare, sono state utilizzate le seguenti correlazioni:

$$q_c = a \cdot N_{SPT}$$

$$f_s = b \cdot N_{SPT}$$

dove i valori di a e b adottati sono riportati nella tabella sottostante:

Tabella 4.5 - Valori assegnati ai parametri a e b nella correlazione di Robertson (1983)

Tipo terreno	a	b
sabbia	0,45	0,0068
Limo argilloso	0,13	0,0048

4.2.1.2. DPSH

Nel corso delle campagne di indagine del 2004 e del 2006 sono state eseguite n.5 prove penetrometriche dinamiche DPSH a profondità variabile. Questa tipologia di prova è interpretata utilizzando le stesse correlazioni sperimentali che si utilizzano per la prova SPT, a patto di ricondurre il numero di colpi N_{dp} , che caratterizza questa prova, con il numero di colpi N_{SPT} . Per eseguire il passaggio da N_{dp} a N_{SPT} è stato utilizzato il metodo proposto da LaCroix & Horn (1973), secondo cui si ha:

$$N_{SPT} = \left(\frac{W \cdot H}{6.2 \cdot D^2 \cdot L} \right) \cdot N_{DP}$$

dove W è la massa del maglio, H è l'altezza di caduta, D il diametro del cono ed L la lunghezza della penetrazione.

Nella tabella seguente sono riportati, oltre alle caratteristiche del penetrometro, l'insieme dei risultati di tali prove, in termini sia di numero di colpi N_{DP} sia di numero di colpi N_{SPT} equivalente. Come per la prova SPT, il rifiuto strumentale è indicato con un numero di colpi pari a 100.

Tabella 4.6 - Riepilogo prove penetrometriche dinamiche campagna 2004

Massa del maglio	63.5 kg
Altezza di caduta	75 cm
Diametro del cono	5.1 cm
Lunghezza penetrazione	20 cm

PROGETTAZIONE ATI:

GEOLOGIA E GEOTECNICA – GEOTECNICA – RELAZIONE GEOTECNICA

Profondità	N _{dp1}	N _{spt1}	N _{dp2}	N _{spt2}
0÷0.2	1	1	1	1
0.2÷0.4	1	1	1	1
0.4÷0.6	1	1	1	1
0.6÷0.8	1	1	1	1
0.8÷1	1	1	1	1
1÷1.2	5	7	1	1
1.2÷1.4	2	3	1	1
1.4÷1.6	2	3	1	1
1.6÷1.8	1	1	1	1
1.8÷2	2	3	1	1
2÷2.2	2	3	1	1
2.2÷2.4	1	1	2	3
2.4÷2.6	1	1	1	1
2.6÷2.8	1	1	1	1
2.8÷3	1	1	3	4
3÷3.2	2	3	2	3
3.2÷3.4	5	7	22	32
3.4÷3.6	8	12	31	46
3.6÷3.8	18	27	15	22
3.8÷4	23	34	27	40
4÷4.2	21	31	39	58
4.2÷4.4	12	18	56	83
4.4÷4.6	13	19	55	81
4.6÷4.8	3	4	56	83
4.8÷5	1	1	60	89
5÷5.2	3	4	-	-
5.2÷5.4	16	24	-	-
5.4÷5.6	26	38	-	-
5.6÷5.8	35	52	-	-
5.8÷6	48	71	-	-
6÷6.2	48	71	-	-
6.2÷6.4	50	74	-	-
6.4÷6.6	52	77	-	-
6.6÷6.8	56	83	-	-
6.8÷7	57	84	-	-

Tabella 4.7 - Riepilogo prove penetrometriche dinamiche campagna 2006

Massa del maglio	73 kg
Altezza di caduta	75 cm

PROGETTAZIONE ATI:

Diametro del cono		5.1 cm				
Lunghezza penetrazione		30 cm				
Profondità	N _{dp1}	N _{spt1}	N _{dp2}	N _{spt2}	N _{dp3}	N _{spt3}
0÷0.3	6	7	6	7	3	3
0.3÷0.6	45	51	10	11	10	11
0.6÷0.9	27	31	21	24	10	11
0.9÷1.2	38	43	22	25	13	15
1.2÷1.5	38	43	15	17	25	28
1.5÷1.8	52	59	14	16	25	28
1.8÷2.1	75	85	13	15	19	22
2.1÷2.4	74	84	9	10	27	31
2.4÷2.7	75	85	13	15	22	25
2.7÷3	32	36	27	31	21	24
3÷3.3	18	20	7	8	26	29
3.3÷3.6	57	65	7	8	29	33
3.6÷3.9	64	72	9	10	45	51
3.9÷4.2	64	72	19	22	30	34
4.2÷4.5	72	81	8	9	27	31
4.5÷4.8	70	79	7	8	22	25
4.8÷5.1	72	81	6	7	20	23
5.1÷5.4	70	79	10	11	18	20
5.4÷5.7	71	80	7	8	16	18
5.7÷6	74	84	8	9	14	16
6÷6.3	-	-	10	11	11	12
6.3÷6.6	-	-	10	11	9	10
6.6÷6.9	-	-	7	8	11	12
6.9÷7.2	-	-	9	10	10	11
7.2÷7.5	-	-	12	14	12	14
7.5÷7.8	-	-	11	12	10	11
7.8÷8.1	-	-	12	14	13	15
8.1÷8.4	-	-	14	16	15	17
8.4÷8.7	-	-	8	9	14	16
8.7÷9	-	-	10	11	13	15
9÷9.3	-	-	11	12	10	11
9.3÷9.6	-	-	14	16	14	16
9.6÷9.9	-	-	15	17	10	11
9.9÷10.2	-	-	58	66	8	9
10.2÷10.5	-	-	88	100	7	8
10.5÷10.8	-	-	100	100	9	10
10.8÷11.1	-	-	-	-	10	11
11.1÷11.4	-	-	-	-	14	16

PROGETTAZIONE ATI:

11.4÷11.7	-	-	-	-	16	18
11.7÷12	-	-	-	-	18	20
12÷12.3	-	-	-	-	12	14
12.3÷12.6	-	-	-	-	18	20
12.6÷12.9	-	-	-	-	18	20
12.9÷13.2	-	-	-	-	37	42
13.2÷13.5	-	-	-	-	84	95
13.5÷13.8	-	-	-	-	100	113

4.2.2. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)

Durante la campagna di indagine del 2004 sono state eseguite n.2 prove penetrometriche statiche CPT. Nella tabella seguente si riportano i risultati:

Tabella 4.8 Risultati prova CPT1 - campagna indagine del 2004

	Profondità	q_c [kg/cm ²]	f_s [kg/cm ²]	$FR = f_s / q_c$
CPT1	0.2	4	3	75%
	0.4	45	2.7	6%
	0.6	32	2.7	8%
	0.8	148	15	10%
	1	225	8.7	4%
	1.2	117	4.1	4%
	1.4	129	8.3	6%
	1.6	118	9	8%
	1.8	112	8.3	7%
	2	118	11	9%
	2.2	70	9.2	13%
	2.4	84	10.1	12%
	2.6	81	7	9%
	2.8	225	17	8%
	3	285	14	5%
	3.2	225	12	5%
3.4	195	0	0%	
3.6	225	0	0%	

Tabella 4.9 Risultati prova CPT2 - campagna indagine del 2004

	Profondità	q_c [kg/cm ²]	f_s [kg/cm ²]	$FR = f_s / q_c$
CPT2	0.2	21	1	5%
	0.4	33	1.2	4%
	0.6	22	2.4	11%
	0.8	30	1.6	5%
	1	42	1.3	3%
	1.2	33	0.6	2%

PROGETTAZIONE ATI:

1.4	22	0.5	2%
1.6	18	0.5	3%
1.8	20	0.3	2%
2	16	0.2	1%
2.2	16	0.3	2%
2.4	20	0.5	3%
2.6	18	0.3	2%
2.8	18	0.6	3%
3	21	1.4	7%
3.2	20	1.2	6%
3.4	18	5.2	29%
3.6	111	0	0%

4.2.2.1. Criteri di interpretazione delle prove CPT

Angolo di resistenza al taglio

Per il calcolo dell'angolo di resistenza al taglio sono state utilizzate le seguenti correlazioni:

- Correlazione di De Beer:
 $\varphi = 5.9 + 4.76 \cdot \ln(q_d / \sigma'_{v0})$
- Correlazione Koppejan:
 $\varphi = 5.8 - 5.21 \cdot \ln(q_d / \sigma'_{v0})$

Modulo edometrico

Per il calcolo del modulo edometrico è stata utilizzata la seguente correlazione:

$$E_d = \alpha \cdot q_c \text{ [MPa]}$$

dove α dipende dal tipo di terreno e dalla resistenza alla punta. La tabella seguente riporta alcuni valori di α :

Tabella 4.10 Valori del parametro α per il calcolo del modulo edometrico

	Sabbie	$E_d = \alpha \cdot q_c$ [MPa]	Limite
Lunne-Christoffersen (1983)	Non cementate	$E_d = 4 \cdot q_c$	$q_c < 10$ MPa
		$E_d = 2 \cdot q_c + 20$	$10 \text{ MPa} < q_c < 50$ MPa
	Sovra cementate	$E_d = 120$	$q_c > 50$ MPa
		$E_d = 5 \cdot q_c$	$q_c < 50$ MPa
		$E_d = 250$	$q_c > 50$ MPa
		$3 < \alpha < 8$	$q_c < 0.7$ MPa
Argille a bassa plasticità (CL)	$2 < \alpha < 5$	$0.7 \text{ MPa} < q_c < 2$ MPa	
	$1 < \alpha < 2.5$	$q_c > 2$ MPa	
Limi di bassa plasticità (ML)	$3 < \alpha < 6$	$q_c < 2$ MPa	
	$1 < \alpha < 3$	$q_c > 2$ MPa	
Mitchell & Gardner (1975)	Argille e limi di elevata plasticità (CH, MH)	$2 < \alpha < 6$	$q_c < 2$ MPa
	Limi organici (OL)	$2 < \alpha < 8$	$q_c < 1.2$ MPa
	Torbe e argille organiche (Pt, OH)	$1.5 < \alpha < 4$	$q_c < 0.7$ MPa $50 < w^* < 100$
		$1 < \alpha < 1.5$	$q_c < 0.7$ MPa $100 < w^* < 200$
		$0.4 < \alpha < 1$	$q_c < 0.7$ MPa $w^* > 200$

PROGETTAZIONE ATI:

Buisman - Sanglerat	Sabbie argillose	$1.5 < \alpha < 7$
* w = contenuto d'acqua [%]		

Coesione non drenata

La coesione non drenata è stimata utilizzando la seguente correlazione:

$$c_u = \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{N_k}$$

dove q_c è la resistenza alla punta, σ_{v0} la tensione verticale totale litostatica e N_k è un fattore empirico che assume valori compresi tra 8 ÷ 20.

Grado di sovraconsolidazione OCR

Il grado di sovraconsolidazione è stimato utilizzando il diagramma di Andersen *et al.* (1979), in funzione del rapporto c_u/σ'_{v0} e dell'indice di plasticità.

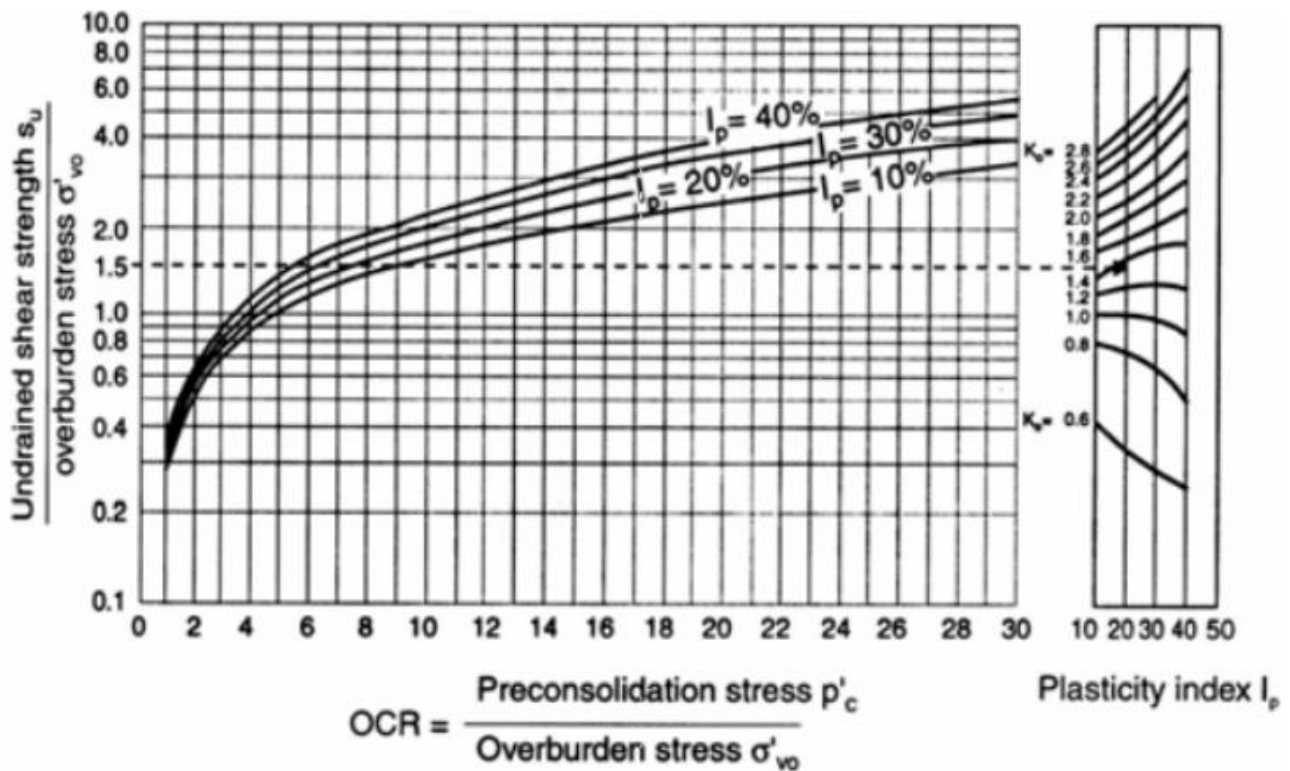


Figura 4.3 – Diagramma di Andersen et al. (1979)

4.2.3. PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Nella tabella seguente sono riportati i valori del modulo di deformazione al primo ciclo di carico su piastra, nell'intervallo compreso tra 0,15 – 0,25 daN/mm². I valori misurati mostrano, per alcune prove, valori del modulo M_{d1} inferiori alle indicazioni del capitolato (valore minimo di 20 MPa sul piano di posa del rilevato posto a 1,0 m dalla fondazione stradale e pari a 15 MPa sul piano di posa del rilevato posto a 2,0 m da quello della fondazione stradale).

Tabella 4.11 Riepilogo delle prove di carico

Progressiva	z	ME1
-------------	---	-----

	[km]	[m da p.c.]	[MPa]
P1	0+312.63	0.5	25.37
P2	0+718.00	0.5	44.59
Pz1	1+084.28	0.3	13.66
Pz1	1+084.28	0.8	10.90
Pz2	1+324.21	0.3	17.89
P3	1+451.88	0.5	15.91
Pz3	1+528.86	0.3	6.84
Pz4	2+125.96	0.3	6.47
P4	2+506.26	0.5	49.88
Pz6	2+998.00	0.3	12.20

4.2.4. PROVE PRESSIOMETRICHE

Durante la campagna di indagine del 2006 è stata eseguita n.1 prova pressiometriche di tipo Menard.

Il modulo pressiometrico normalizzato di Menard nella fase pseudo-elastica della curva pressione-deformazione si può stimare attraverso la relazione:

$$E_M = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot V_M \cdot \Delta P / \Delta V$$

dove:

- V_M Volume medio della cella nel tratto pseudo-elastico;
 ΔP variazione di pressione nel tratto pseudo-elastico;
 ΔV variazione di volume nel tratto pseudo-elastico.

Per ricavare il modulo elastico, E, dal modulo pressiometrico sono state proposte in letteratura numerose relazioni semiempiriche. In particolare, è possibile ricavare il modulo elastico E dividendo E_M per un coefficiente reologico, che assume valori tipicamente compresi tra 0,25 e 1,00 in relazione al tipo di terreno, di un'eventuale sovraconsolidazione e/o addensamento.

Nella tabella seguente sono riportati i dati relativi alle prove eseguite:

Tabella 4.12 Riepilogo prova pressiometrica

Ubicazione prova (foro di sondaggio)	Profondità dal p.c. [m]	Formazione	E [MPa]	c_u [kPa]
SD1pz	21.5	Argilla grigia a tratti marnosa	83.122	488

4.2.5. PROVE DI PERMEABILITÀ

Durante la campagna di indagine del 2019 sono state eseguite n.4 prove di permeabilità Lefranc a carico variabile.

Tabella 4.13 Riepilogo delle prove di permeabilità

Ubicazione prova (foro di sondaggio)	Tratto di prova dal p.c. [m]	Formazione	Coeff. di perm. k [m/s]
BH01-PZ	4.6 ÷ 5.2	Ghiaia-sabbiosa	8.3E-05
BH01-PZ	9.5 ÷ 10.2	Ghiaia-sabbiosa	1.2E-04
BH02-DH	10.0 ÷ 10.5	Ghiaia-sabbiosa	7.5E-05
BH09-PZ	9.5 ÷ 10.5	Limo sabbioso argilloso	1.4E-06

Per quanto riguarda le unità idrogeologiche si possono riscontrare le seguenti classi di permeabilità: Permeabilità alta: questa classe rappresenta soprattutto le ghiaie dell'alveo del Fiume Chienti. Livelli ghiaioso sabbiosi con permeabilità, per porosità, generalmente elevata.

Permeabilità medio alta: unità litologiche costituite prevalentemente da ghiaia in matrice sabbioso limosa, con intercalati livelli ed orizzonti limoso sabbiosi e limoso argillosi.

Permeabilità bassa: in questa classe è rappresentato sia il substrato limoso argilloso che i depositi eluvio colluviali di copertura.

4.2.6. RILIEVO DEI LIVELLI DI FALDA

Durante l'ultima campagna di indagine (2019) sono stati installati n. 4 piezometri a tubo aperto da 2" nei fori di sondaggio BH01-PZ, BH03-PZ, BH05-PZ e BH09-PZ.

Nella tabella seguente si riportano le letture del livello di falda dei piezometri, inclusi quelli installati durante le campagne di indagini precedenti. Inoltre, si riportano anche le letture del livello di falda effettuate nei pozzi di acqua censiti nell'intorno dell'asse stradale insieme alla quota di rilevamento della falda riportata nei report di sondaggio (ove presente). L'ubicazione dei piezometri e dei pozzi è riportata nell'elaborato LO703.MC.D.P.GENER.00.GEO.PLA.007.A "Carta idrogeologica".

Tabella 4.14 Riepilogo del livello di falda

Sondaggio	Lungh. [m]	Misura falda [m sotto il p.c.]	Data lettura
BH01-PZ	20.0	9.08	Agosto 2019
		8.89	Febbraio 2020
		9.70	Giugno 2020
		9.45	Ottobre 2020
		9.03	Novembre 2020
BH03-PZ	20.0	11.70	Luglio 2019
		12.17	Febbraio 2020
		12.50	Giugno 2020
		12.60	Ottobre 2020
		12.54	Novembre 2020
BH05-PZ	30.0	4.95	Settembre 2019
		2.69	Febbraio 2020
		3.92	Giugno 2020
		3.20	Ottobre 2020
		3.32	Novembre 2020
BH09-PZ	25.0	7.92	Ottobre 2019
		9.10	Febbraio 2020
		8.65	Giugno 2020
		9.37	Ottobre 2020
		9.31	Novembre 2020
SD1PZ	35.0	6.08	20/07/2006
		4.50	15/09/2006
		3.50	21/12/2006
		3.50	20/03/2007
S1	20.0	4.40	30/06/2004
S2	20.0	7.80	01/07/2004

PROGETTAZIONE ATI:

		6.48	23/09/2008
S3	10.0	asciutto (>10)	01/07/2006
		asciutto (>10)	26/07/2006
S4	6.0	asciutto (>6)	01/07/2004
		asciutto (>6)	23/09/2008
Pozzo 1	-	asciutto	23/09/2008
Pozzo 2	-	13.15	23/09/2008
Pozzo 3	-	9.69	23/09/2008
Pozzo 4	-	13.10	23/09/2008
Pozzo 5	-	0.57	23/09/2008
Pozzo 6	-	8.60	23/09/2008
Pozzo 7	-	10.50	23/09/2008
Pozzo 8	-	asciutto	23/09/2008
Pozzo 9	-	14.20	23/09/2008
Pozzo 10	-	14.07	23/09/2008
Pozzo 11	-	10.43	23/09/2008

4.2.7. RISULTATI DEL MONITORAGGIO INCLINOMETRICO

Durante l'ultima campagna di indagine (2019) sono stati installati n. 4 tubi inclinometrici nei fori di sondaggio BH04-IN, BH07-IN, BH08-IN e BH10-IN.

Per l'interpretazione delle letture inclinometriche disponibili, alla data attuale, si rimanda alla Relazione Geologica e al relativo report delle indagini.

Per quanto riguarda le letture inclinometriche reperite presso il Comune di Macerata, che si riferiscono a uno studio geologico che ricade nel tratto compreso tra La Pieve e Mattei, non risultano segni di movimenti in atto. L'ubicazione dell'inclinometro è riportata nella Figura 4.4.

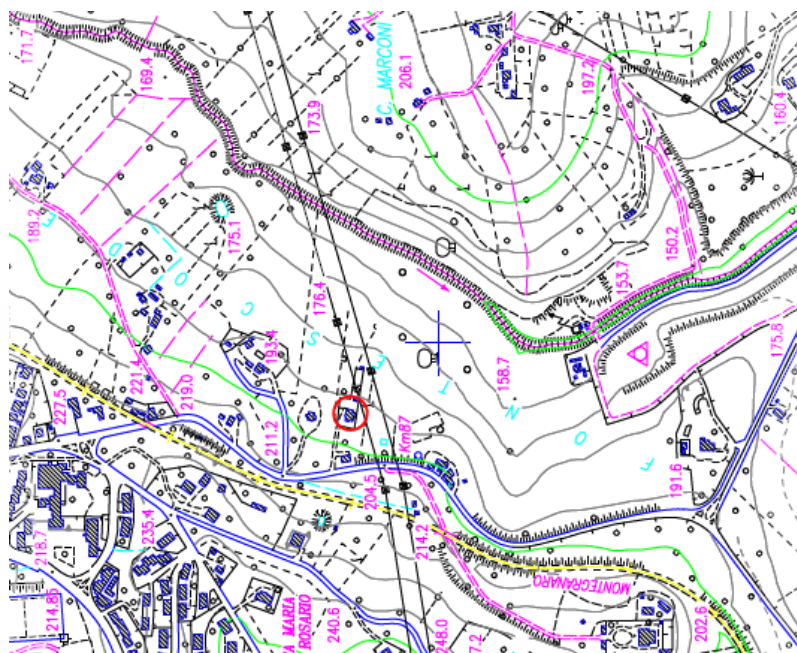


Figura 4.4 – Ubicazione indagine reperita presso il Comune di Macerata

PROGETTAZIONE ATI:

4.2.8. PROVE GEOFISICHE

4.2.8.1. Prove Down Hole

Nei sondaggi SD1PZ e BH02-DH, sono state realizzate 2 prove sismiche di tipo Down Hole. La Figura 4.5 mostra i risultati delle prove, espressi in termini di profili di V_p e V_s .

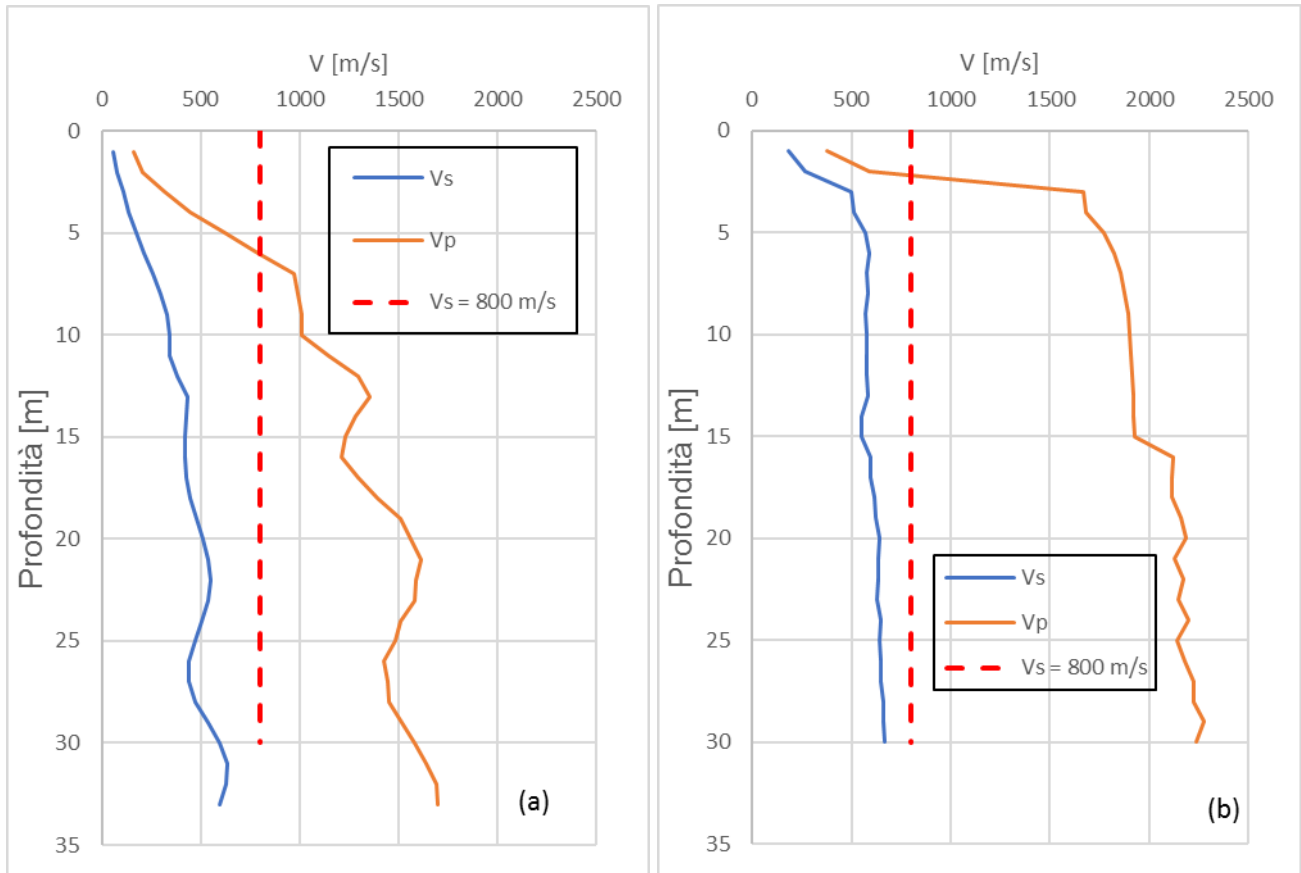


Figura 4.5 – Profili di V_s e V_p , ottenuti dalle prove Down Hole: (a) sondaggio SD1PZ, (b) sondaggio BH02-DH

4.2.8.2. Prospezioni sismiche a rifrazione

Lungo il tracciato sono state eseguite 6 prospezioni sismiche a rifrazione. Nelle figure seguenti si riportano i risultati delle indagini in termini di sezioni di V_s e V_p .

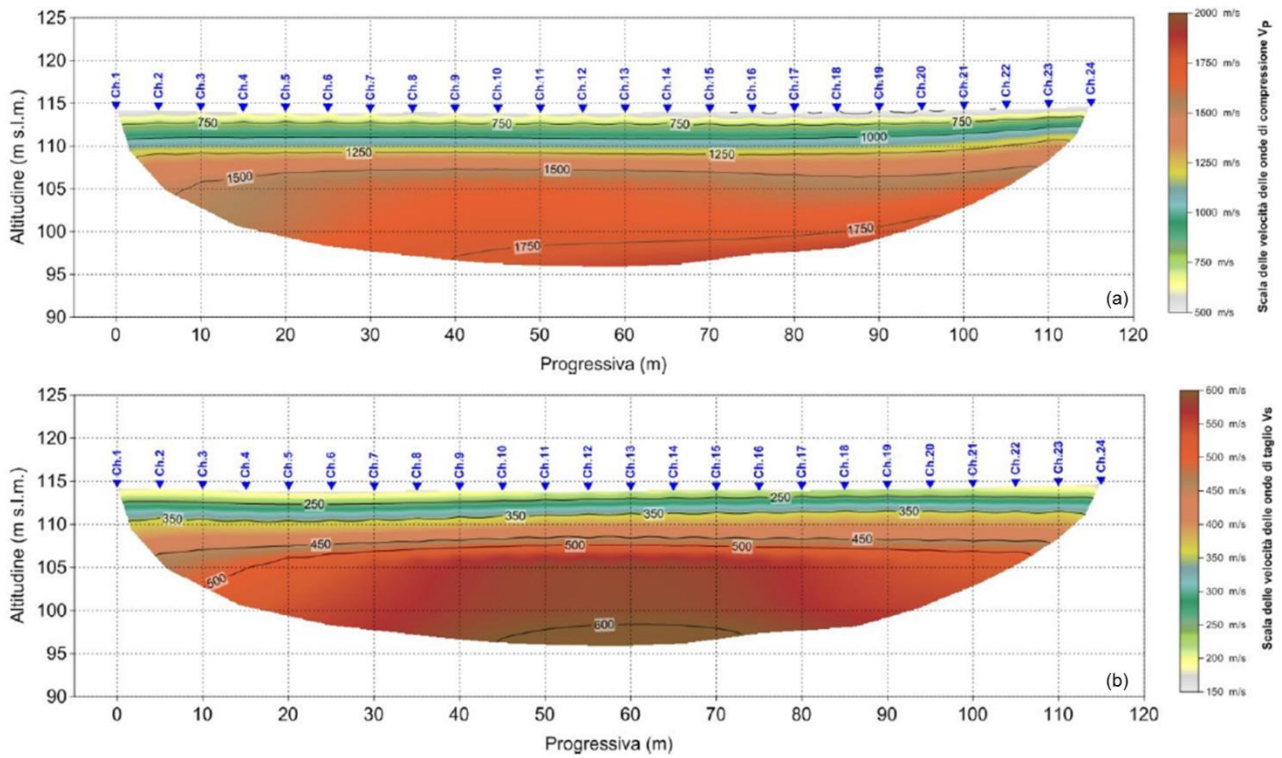


Figura 4.6 – Prosepezione sismica TS01: (a) V_p ; (b) V_s

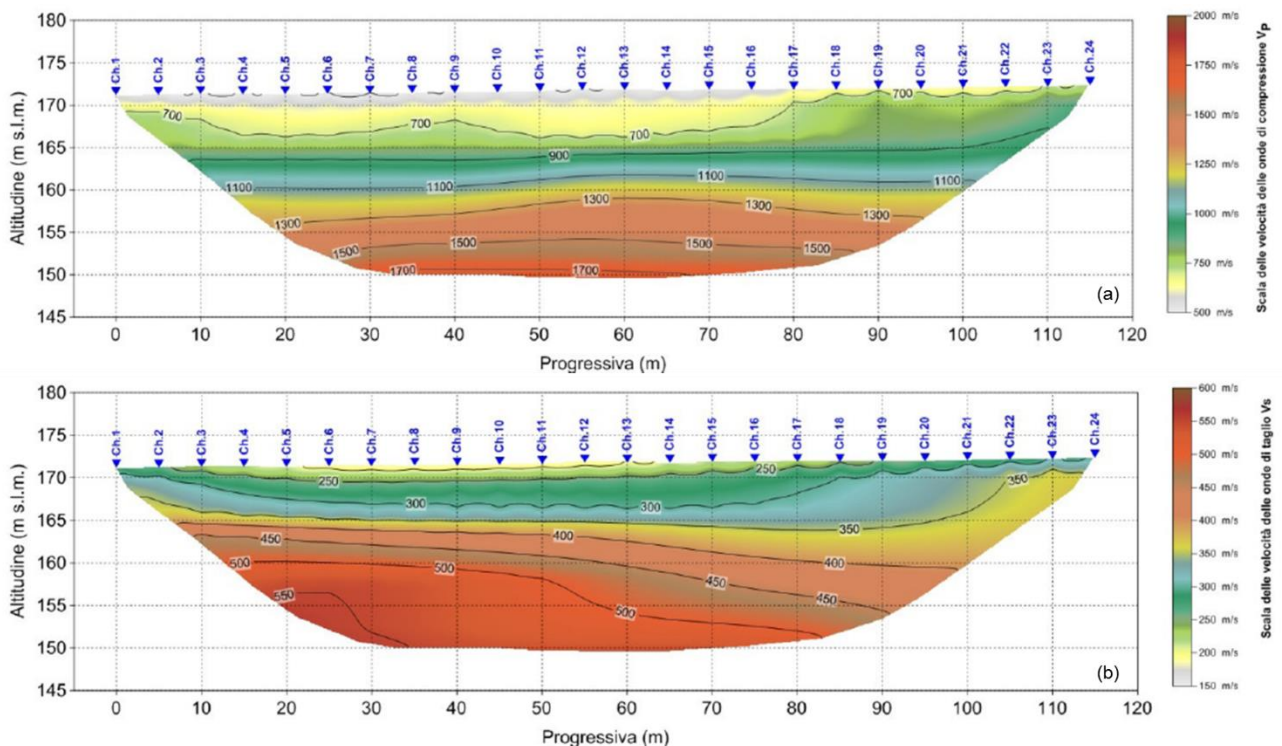


Figura 4.7 – Prosepezione sismica TS02: (a) V_p ; (b) V_s

PROGETTAZIONE ATI:

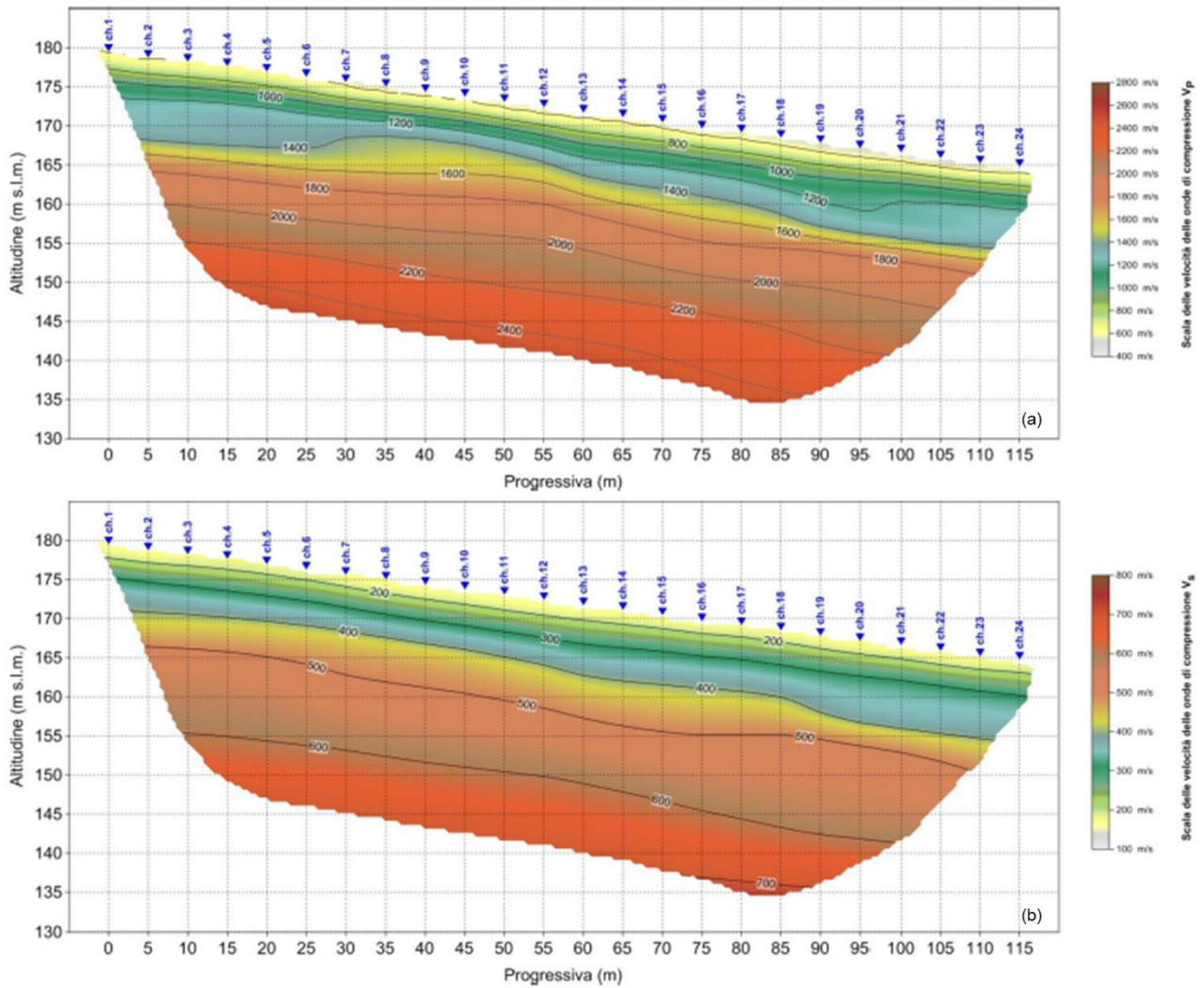


Figura 4.8 – Proiezione sismica TS03: (a) V_p ; (b) V_s

PROGETTAZIONE ATI:

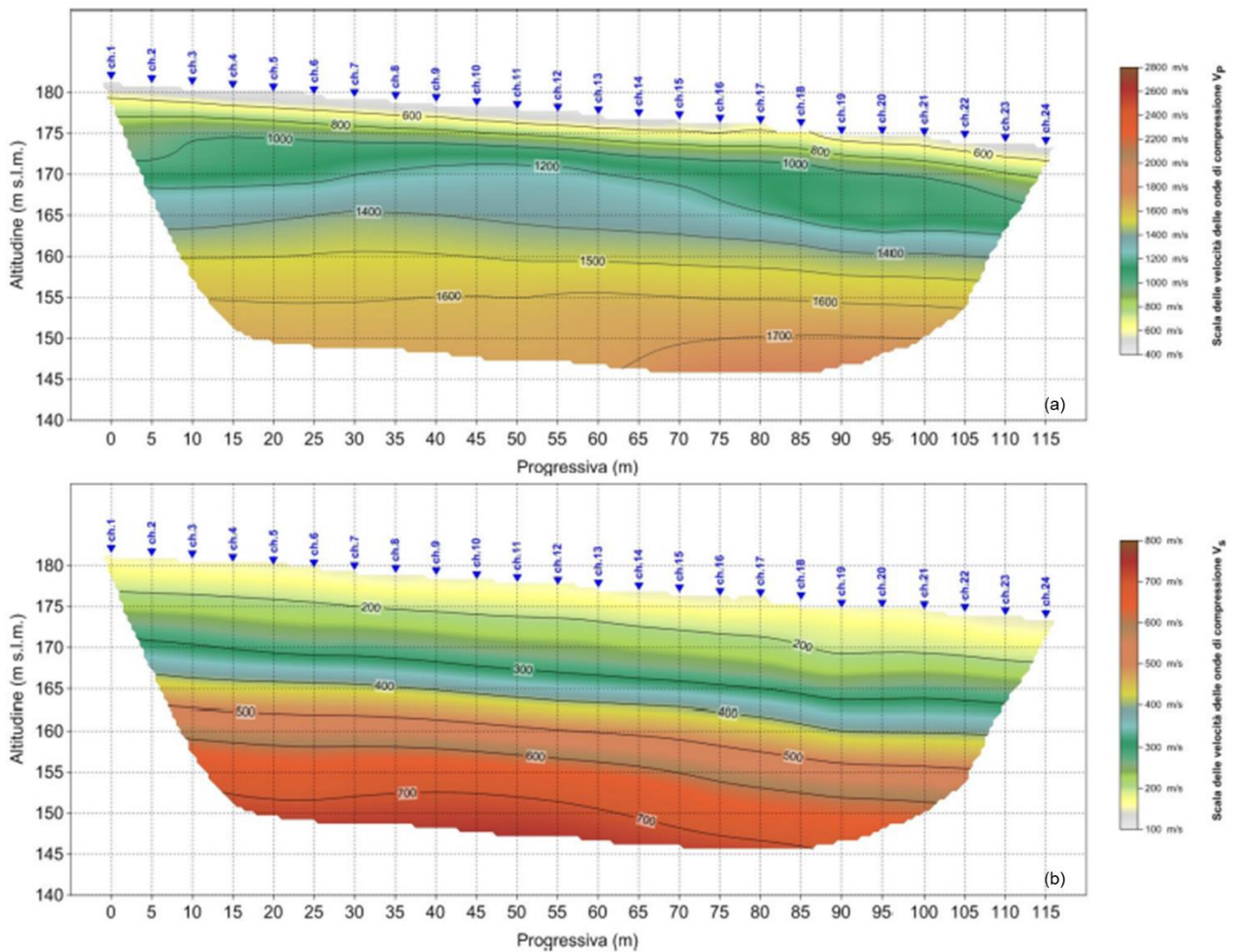


Figura 4.9 – Prospezione sismica TS04: (a) V_p ; (b) V_s

PROGETTAZIONE ATI:

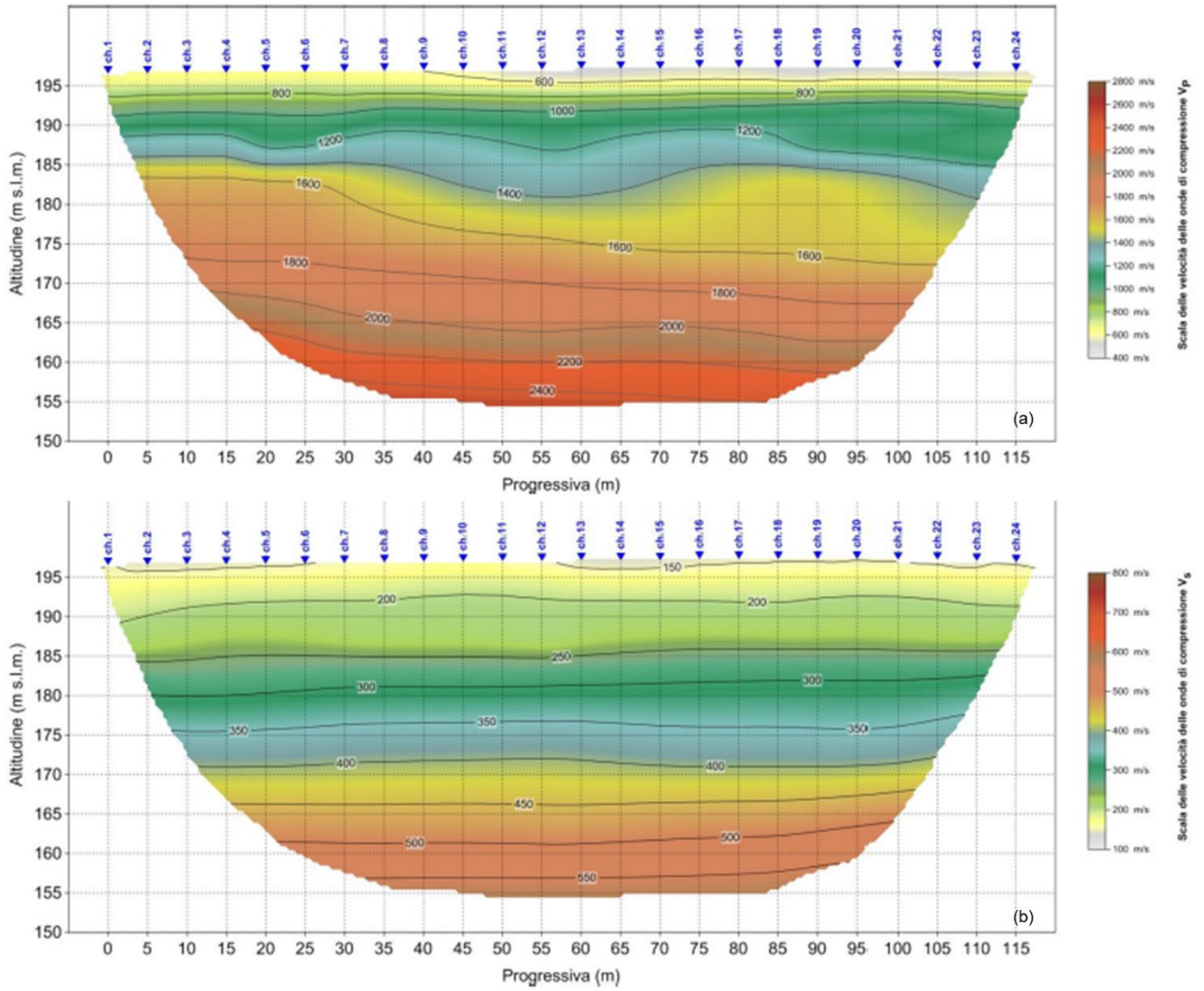


Figura 4.10 – Prospezione sismica TS05: (a) V_p ; (b) V_s

PROGETTAZIONE ATI:

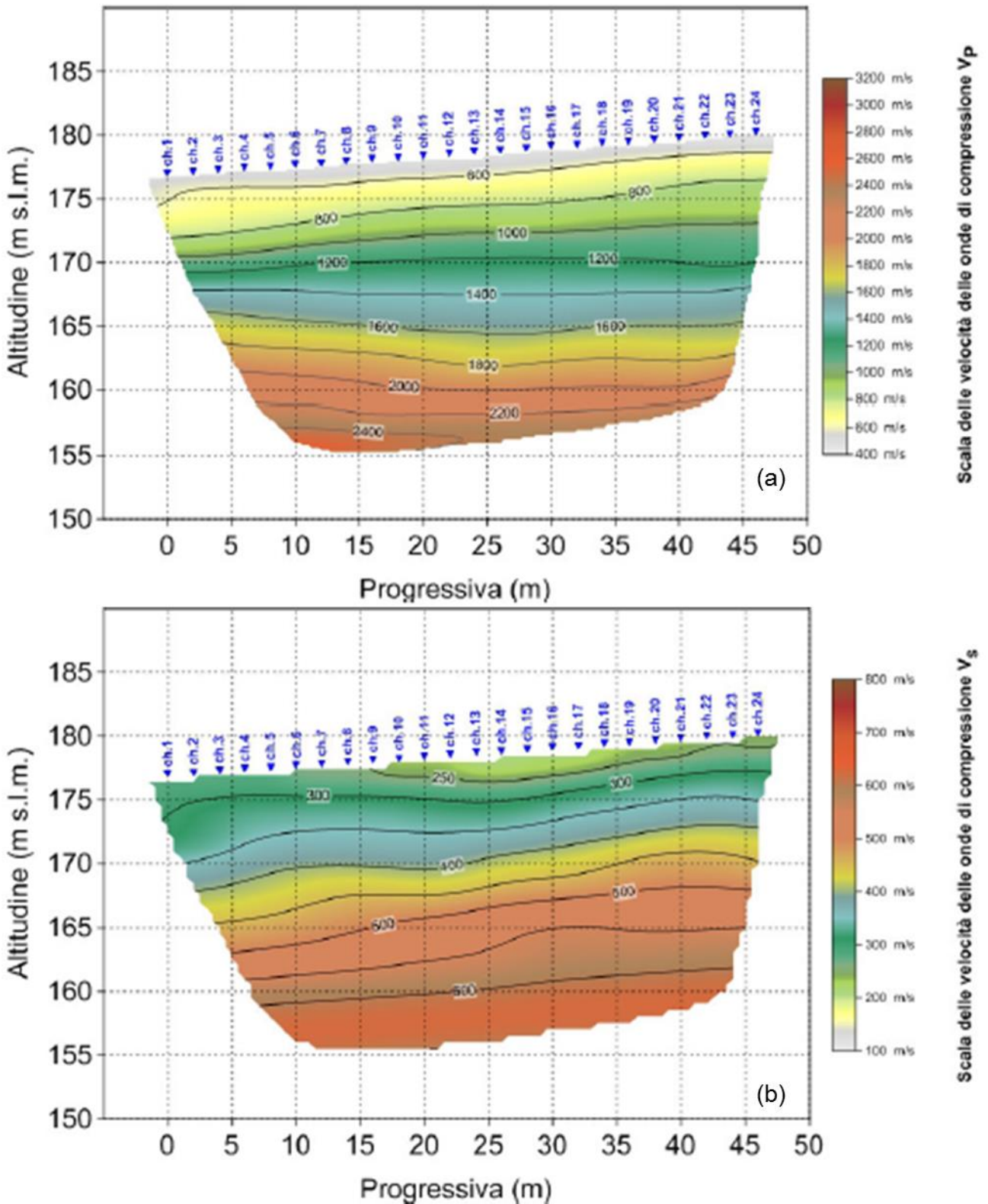


Figura 4.11 – Prospezione sismica TS06: (a) V_p ; (b) V_s

PROGETTAZIONE ATI:

4.2.8.3. MASW

Si riportano i risultati della prova MASW in termini di profilo verticale di Vs e Vp.

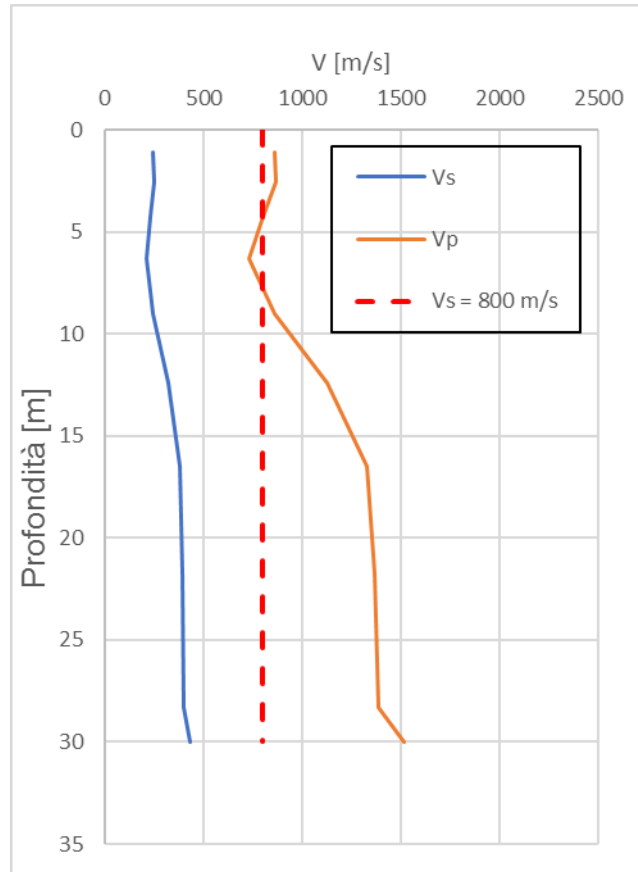


Figura 4.12 – Profilo verticale di Vp e Vs

4.2.8.4. Interpretazione dei risultati

Ai fini della caratterizzazione geotecnica, i valori di Vs sono utilizzati per la valutazione del modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni, G_0 , tramite la seguente formula:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

dove ρ è la densità di massa del terreno.

Il modulo elastico a piccole deformazioni è ottenuto utilizzando la relazione:

$$E_0 = 2 \cdot G_0(1 + \nu)$$

dove ν è il coefficiente di Poisson, assunto pari a 0.3.

Per la determinazione dei moduli elastici operativi, si utilizzano le curve di decadimento proposte da Vucetic & Dobri (1991), riportate nella figura seguente:

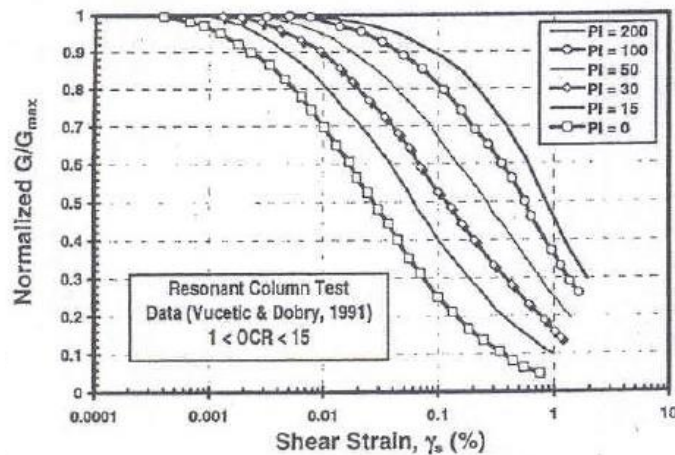


Figura 4.13 - Curva di decadimento G/G_0

La letteratura tecnica mostra che è possibile stimare un modulo di rigidezza a taglio operativo a partire da valori di deformazioni a taglio convenzionali associati al tipo di opera (Figura 4.14).

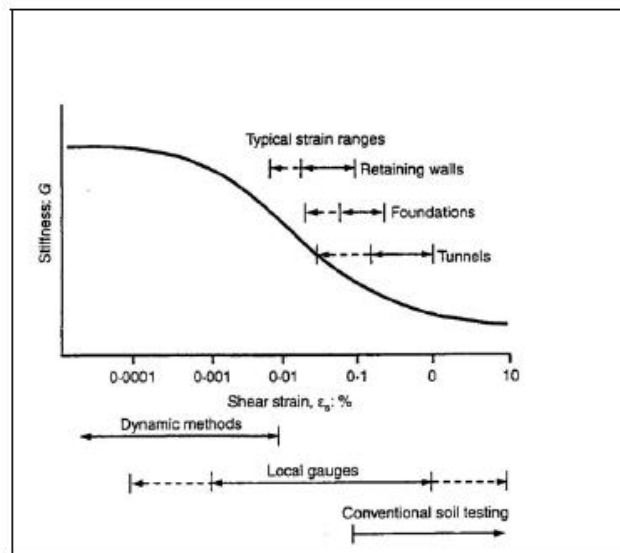


Figura 4.14 - Valori di deformazioni a taglio convenzionali per diverse opere

Per la tipologia di opere previste in questo progetto e per la natura dei terreni interagenti, si adotta un valore del modulo elastico operativo compreso tra $1/7 \div 1/10$ di quello ottenuto a piccole deformazioni.

4.3. PROVE DI LABORATORIO

Sui campioni prelevati durante le diverse campagne di indagine sono state eseguite diverse prove di laboratorio. In particolare:

- durante la campagna del 2004 sono state eseguite dalla ditta Laborotec S.r.l.
 - o determinazione caratteristiche fisiche (peso di volume naturale, contenuto d'acqua);
 - o limiti di Atterberg;
 - o prova a taglio diretto consolidata drenata con determinazione dei parametri meccanici di picco e residuo;
 - o analisi granulometrica;
 - o prova triassiale UU;

- durante la campagna del 2006 sono state eseguite dalle ditte Technogeo S.r.l. e Laboratorio Geomeccanico del Dr. Ugo Sergio Orazi di Pesaro, rispettivamente per i campioni prelevati nei sondaggi e nei pozzetti,
 - determinazione caratteristiche fisiche (peso di volume naturale, secco e reale, contenuto d'acqua);
 - limiti di Atterberg;
 - prova a taglio diretto consolidata drenata con determinazione dei parametri meccanici di picco;
 - analisi granulometrica;
 - prove di compressibilità edometrica;
 - prova di compressione monoassiale non confinata;
 - Classificazione CNR UNI 10006;
- durante la campagna del 2019 sono state eseguite dalla ditta TECNO IN S.p.A.
 - determinazione caratteristiche fisiche (peso di volume naturale, secco e reale, contenuto d'acqua);
 - limiti di Atterberg;
 - prova a taglio diretto consolidata drenata con determinazione dei parametri meccanici di picco;
 - analisi granulometrica;
 - prove di compressibilità edometrica;
 - prova di compressione monoassiale non confinata;
 - prova triassiale UU;
 - Classificazione CNR UNI 10006;

I certificati delle prove di laboratorio sono riportati negli elaborati:

- LO703.MC.D.P.GENER.00.GEO.REL.001.A;
- LO703.MC.D.P.GENER.00.GEO.RLG.002.A;
- LO703.MC.D.P.GENER.00.GEO.RLG.006.A.

I risultati di queste prove, insieme ai risultati delle prove eseguite nelle campagne di indagine precedenti, sono riassunti e riportati nella tabella seguente.

ASSE VIARIO MARCHE - UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA
SUBLOTTO 2.2: INTERVALLIVA MACERATA - ALLACCIO FUNZIONALE DELLA SS77 ALLA CITTÀ DI
MACERATA ALLE LOCALITÀ "LA PIEVE" E "MATTEI"

GEOLOGIA E GEOTECNICA – GEOTECNICA – RELAZIONE GEOTECNICA

2019	BH07-IN	C1	Ind.	2.50	3.00	2.75	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6		LS4	14.78	20.04	17.46	25.31	54.10	25.64	28.46	1.38	17.23	0.00	30.50	32.50	37.00	99.70	99.40	71.40	25.16	34.75					0.27	3.70	6.14E-08	2.30E-03				
2019	BH07-IN	CR1	Rim.	6.50	7.00	6.75	Argilla con sabbia, con limo	Argilla con sabbia, con limo	A7-6		LS4	18.03	19.68	16.68	26.39	50.00	22.48	27.52	1.16	15.56	0.00	32.00	28.00	40.00	100.00	99.40	69.20														
2019	BH07-IN	C12	Ind.	10.00	10.50	10.25	Argilla con limo, con sabbia	Argilla con limo, con sabbia	A7-6		AMA	24.87	18.48	14.80	26.78	45.50	23.63	21.87	0.94	13.52	0.00	28.50	29.50	42.00	100.00	99.50	73.50	24.84	34.53						0.20	5.00	7.24E-09	3.60E-04			
2019	BH07-IN	CR2	Rim.	16.00	16.50	16.25	Argilla con limo, debolmente sabbiosa	Argilla con limo, debolmente sabbiosa	A7-6		AMA	18.56	19.95	16.83	25.31	59.50	27.42	32.08	1.28	19.90	1.00	57.00	35.50	6.50	99.40	98.50	92.80														
2019	BH07-IN	C13	Ind.	18.50	19.00	18.75	Argilla con limo, debolmente sabbiosa	Argilla con limo, debolmente sabbiosa	A7-6		AMA	20.70	20.44	16.94				0.00			0.00	8.00	30.00	62.00	99.92	99.73	92.45	24.71	38.22			160.70									
2019	BH08-IN	C1	Ind.	5.00	5.50	5.25	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6		LS4	18.46	19.76	16.68		52.20	28.57	23.63	1.43	15.89	0.50	16.50	34.50	48.50	99.80	99.60	85.30	23.43	36.63						0.22	4.50	8.80E-09	4.00E-04			
2019	BH08-IN	CR1	Rim.	11.50	12.00	11.75	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6		LS4	16.14	20.06	17.27	26.68	52.30	23.87	28.43	1.27	17.83	0.00	23.00	28.50	48.50	99.80	99.30	78.40														
2019	BH08-IN	C12	Ind.	17.50	18.00	17.75	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6		LS4	17.99	20.58	17.44	26.78	54.00	23.83	30.17	1.19	18.80	0.00	25.50	34.50	40.00	100.00	99.90	75.50					203.50	0.07	13.40	8.21E-10	1.10E-04					
2019	BH08-IN	CR2	Rim.	19.50	20.00	19.75	Argilla con limo, debolmente sabbiosa	Argilla con limo, debolmente sabbiosa	A7-5		AMA	18.90	19.89	16.73	25.51	53.60	30.33	23.27	1.49	16.03	0.00	9.00	43.00	48.00	100.00	99.90	91.80														
2019	BH09-PZ	C1	Ind.	5.00	5.50	5.25	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa			LS4	13.55	20.21	17.80	24.33	48.40	25.48	22.92	1.52		0.00	24.00	37.00	39.00	99.90	99.56	77.98	23.46	36.31												
2019	BH09-PZ	CR1	Rim.	12.00	12.50	12.25	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6		LS4	18.21	19.90	16.84	25.60	45.50	26.02	19.48	1.40	12.89	0.00	19.00	34.00	47.00	100.00	99.70	82.40														
2019	BH09-PZ	C12	Ind.	16.50	17.00	16.75	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa			AMA	16.83	20.45	17.51		50.00	21.65	28.35	1.17		0.00	24.00	37.00	39.00	99.90	99.41	88.64	24.02	35.11			360.17									
2019	BH09-PZ	CR2	Rim.	22.00	22.50	22.25	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6		AMA	19.05	20.11	16.90	26.68	45.50	26.28	19.22	1.38	12.79	0.00	11.00	37.00	52.00	100.00	99.90	89.80														
2019	BH10-IN	CR1	Rim.	3.5	4.00	4.00	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa			LS4	17.57	18.84	16.03				0.00			0.00	11.00	42.50	46.50	99.95	99.79	90.19														
2019	BH10-IN	C1	Ind.	6.5	7.00	7.00	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6		AMA	19.49	19.80	16.57	26.39	51.00	25.19	25.81	1.22	16.52	0.00	13.50	35.00	51.50	100.00	99.80	87.50							0.24	4.20	3.35E-09	1.40E-04				
2019	BH10-IN	CR2	Rim.	12.4	13.00	13.00	Argilla limosa, sabbiosa	Argilla limosa, sabbiosa	A7-5		AMA	24.30	19.00	15.28	26.49	73.70	34.08	39.62	1.25	20.00	0.50	17.50	23.00	59.00	99.60	99.00	83.90														
2019	BH10-IN	C12	Ind.	17.50	18.00	17.75	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6		AMA	15.72	20.54	17.75	25.70	46.50	19.33	27.17	1.13	16.17	0.00	21.00	35.00	44.00	99.90	99.50	81.20	25.30	36.60			305.73			0.09	11.30	1.42E-09	1.60E-04			
2019	BH10-IN	CR3	Rim.	19.50	20.00	19.75	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6		AMA	16.18	20.61	17.74	26.00	44.80	18.93	25.87	1.11	15.31	0.00	20.00	35.50	44.50	99.80	99.30	81.80														
2019	P207	C1	Ind.	0.60	1.00	0.80	Argilla con limo, sabbiosa	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6		LS4	16.35	19.83	17.05	25.11	51.00	26.04	24.96	1.39	16.18	0.00	15.00	31.00	54.00	99.70	99.30	86.00	22.78	35.20			175.18			0.20	4.90	5.68E-09	2.80E-04			

PROGETTAZIONE ATI:

4.4. INDAGINI CHIMICHE PER L'ATTACCO DEI CLS

Le analisi chimiche per la determinazione dell'aggressività chimica al cls sono state eseguite su n. 2 campioni di acqua e n. 4 campioni di terreno.

Tabella 4.16 Riepilogo dei prelievi di campioni per la determinazione dell'aggressività chimica al cls

Foreo di prelievo	Tipo campione	Profondità prelievo [m]
BH01-PZ	Terreno	0.0 ÷ 8.0
BH01-PZ	Acqua	-
BH05-PZ	Acqua	-
BH05-PZ	Terreno	0.0 ÷ 10.0
BH07-PZ	Terreno	0.0 ÷ 2.0
BH08-PZ	Terreno	0.0 ÷ 4.0

Tabella 4.17 Risultati delle indagini chimiche per l'attacco chimico del cls: BH01-PZ

Descrizione della prova	Tipo campione: Acqua		Classe di esposizione		
	U.M.	Valore	XA1	XA2	XA3
pH	unità pH	7.19	5.5÷6.5	4.5÷5.5	4.0÷4.5
Magnesio Mg ⁺⁺	mg/L	98.24	300÷1000	1000÷3000	>3000
Ammoniaca NH ₄ ⁺	mg/L	<0,4	15÷30	30÷60	60÷100
Solfati SO ₄ ⁻	mg/L	132.57	200÷600	600÷3000	3000÷6000
Anidride carbonica CO ₂	mg/L	<15	15÷40	40÷100	>100
Descrizione della prova	Tipo campione: Terreno		Classe di esposizione		
	U.M.	Valore	XA1	XA2	XA3
Solfati SO ₄	mg/L	132.57	2000÷3000	3000÷12000	12000÷24000
Acidità	mL/kg	0	200	non incontrato	

Tabella 4.18 Risultati delle indagini chimiche per l'attacco chimico del cls: BH05-PZ

Descrizione della prova	Tipo campione: Acqua		Classe di esposizione		
	U.M.	Valore	XA1	XA2	XA3
pH	unità pH	6.92	5.5÷6.5	4.5÷5.5	4.0÷4.5
Magnesio Mg ⁺⁺	mg/L	100	300÷1000	1000÷3000	>3000
Ammoniaca NH ₄ ⁺	mg/L	<0,4	15÷30	30÷60	60÷100
Solfati SO ₄ ⁻	mg/L	45.704	200÷600	600÷3000	3000÷6000
Anidride carbonica CO ₂	mg/L	<15	15÷40	40÷100	>100
Descrizione della prova	Tipo campione: Terreno		Classe di esposizione		
	U.M.	Valore	XA1	XA2	XA3
Solfati SO ₄	mg/L	35.19	2000÷3000	3000÷12000	12000÷24000
Acidità	mL/kg	0	200	non incontrato	

Tabella 4.19 Risultati delle indagini chimiche per l'attacco chimico del cls: BH07-PZ

Descrizione della prova	Tipo campione: Terreno		Classe di esposizione		
	U.M.	Valore	XA1	XA2	XA3
Solfati SO ₄	mg/L	70	2000÷3000	3000÷12000	12000÷24000
Acidità	mL/kg	0	200	non incontrato	

Tabella 4.20 Risultati delle indagini chimiche per l'attacco chimico del cls: BH08-PZ

Descrizione della prova	Tipo campione: Terreno		Classe di esposizione		
	U.M.	Valore	XA1	XA2	XA3
Solfati SO ₄	mg/L	71.09	2000÷3000	3000÷12000	12000÷24000
Acidità	mL/kg	0	200	non incontrato	

PROGETTAZIONE ATI:

I risultati delle analisi chimiche eseguite non hanno evidenziato concentrazioni tali da determinare un attacco chimico del cls. I certificati delle prove sono riportati nell'elaborato LO703.MC.D.P.GENER.00.GEO.REL.302.A.

PROGETTAZIONE ATI:

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel seguito sono riportate le caratteristiche dei terreni interessati dalla realizzazione dell'asse stradale in progetto. Sulla base dei rilievi geologici e dei risultati delle campagne di indagini geognostiche e geofisiche, è stato possibile ricostruire l'assetto litostratigrafico locale e valutarne le caratteristiche ai fini progettuali. In particolare, è stato possibile individuare le seguenti formazioni:

Terreni tipo V

Terreno vegetale costituito prevalentemente da sabbie limose ghiaiose, di colore bruno marrone, con clasti carbonatici sub-arrotondati di dimensioni centimetriche. Questa unità corrisponde allo strato più superficiale e ha indicativamente uno spessore variabile tra 30 e 80 cm.

Terreni tipo R

Terreno costituito da riporti antropici. Tale unità è presente in corrispondenza del sottopasso SS77.

Terreni tipo GSLA

Questa unità è costituita sostanzialmente da ghiaie eterometriche sabbiose limose e argillose ed è presente solamente nel TRATTO 1, compreso tra Sforzacosta (svincolo SS77) e La Pieve. Tale unità è suddivisa in 2 tipi:

- **GSLA1** è caratterizzata da una maggior componente di materiale a grana grossa rispetto al **GSLA2**. È caratterizzata dalla presenza di clasti sub-angolari e sub-arrotondati, colore beige-avana, di natura prevalentemente carbonatica. Questa subunità rientra tra gli strati intermedi ed ha uno spessore massimo di circa 7 m. Tale subunità è individuata tra le alluvioni terrazzati sia di IV ordine sia di II ordine;
- **GSLA2**, ghiaia sabbiosa argillosa limosa, caratterizzata da una componente passante al setaccio 200 compresa tra il 30% e il 35%. Presenza di clasti sub-arrotondati, colore marrone verdastro, di natura prevalentemente calcarea. Questa subunità appartiene alle sia agli alluvioni terrazzati di IV ordine, tra gli strati superficiali, sia agli alluvioni attuali. Ha uno spessore massimo di circa 6 m e si estende dall'inizio del tracciato fino all'area interessata dal fiume Chienti e in corrispondenza del viadotto Pieve.

Terreni tipo GS

Anche questa unità è costituita da ghiaie eterometriche in matrice con assortimento vario di sabbia, argilla e limo. È caratterizzata dalla presenza di clasti sub-angolari e sub-arrotondati di natura prevalentemente carbonatica ed è di colore grigio. Come per l'unità **GSLA**, anche **GS** è presente solamente nel tratto compreso tra Sforzacosta (svincolo SS77) e La Pieve. Rientrano in questa unità gli strati sovrastanti la formazione di base degli alluvioni terrazzati di III e IV ordine. Lo spessore massimo riscontrato è pari a 10m.

Terreni tipo SL

Questa unità è costituita prevalentemente da sabbia limosa debolmente argillosa. È di colore avana marroncino, variabile tra moderatamente addensata e addensata. Tale unità si incontra negli alluvioni terrazzati di II ordine. Tale unità si riscontra sotto lo strato **GSLA1** ed è caratterizzato da uno spessore massimo di circa 3 m.

Terreni tipo LS

Questa unità è presente lungo quasi tutto il tracciato, rientra tra gli strati superficiali, è costituita prevalentemente da limi sabbiosi argillosi e, ai fini progettuali, è stata differenziata in quattro subunità:

PROGETTAZIONE ATI:

- *LS1*, limo con sabbia con argilla, questa subunità rappresenta lo strato superficiale del II ordine di alluvioni terrazzati che si estende tra Sforzacosta (svincolo SS77) e La Pieve;
- *LS2*, limo con sabbia argilloso, questa subunità è presente nel tratto compreso tra Sforzacosta (svincolo SS77) e La Pieve. In particolare, compone lo strato più superficiale degli alluvioni terrazzati di III ordine;
- *LS3*, limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso, questa subunità è presente nel tratto compreso tra Sforzacosta (svincolo SS77) e La Pieve. Tale subunità è quella che presenta le caratteristiche meccaniche più scadenti dell'unità LS e, oltre a includere lo strato più superficiale degli alluvioni terrazzati del IV ordine, include anche i depositi eluvio colluviali che si incontrano nelle zone di transizione tra i diversi ordini di terrazzamenti;
- *LS4*, limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso, questa subunità si estende dalla fine del II ordine di terrazze alla rotatoria Mattei. Tale subunità è quella con le migliori caratteristiche meccaniche rispetto alle altre tre subunità. Nel tratto compreso tra La Pieve e Mattei sono presenti delle zone di reptazione attiva che interessano l'unità geotecnica LS4. Le zone interessate da questo fenomeno, così come la zona situata subito dopo il Viadotto La Pieve, sono riportate nel profilo geotecnico con l'indicazione LS4s. Inoltre, per considerare lo stato di alterazione di questo materiale sono stati ridotti i parametri meccanici.

Terreni tipo AMA

Questa unità costituisce il substrato ed è composta da depositi di argilla con limo, a tratti marnosa, e sabbiosa con intercalazioni di livelli sabbiosi addensati. Questa unità è presente lungo tutto il tracciato.

5.2. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

Nel seguito sono descritti e commentati i risultati delle prove in sito e in laboratorio eseguite durante le diverse campagne di indagine. È, inoltre, fornita la stima delle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dalle opere previste in progetto, sulla base dei dati di laboratorio e delle correlazioni disponibili in letteratura con le prove in sito, con riferimento alle unità geotecniche individuate.

5.2.1. CARATTERISTICHE FISICHE

Le caratteristiche fisico-chimiche dei terreni e le proprietà indice sono stimate dai risultati delle prove di laboratorio.

In allegato si riportano i grafici delle caratteristiche principali, distinti per le diverse formazioni individuate.

5.2.1.1. Granulometria, peso di volume

Le prove di classificazione granulometrica eseguite hanno permesso di individuare i seguenti range di variazione nella composizione granulometrica.

Terreni tipo GSLA1

- percentuale di ghiaia variabile da 47 a 69%, con un valore medio del 56%;
- percentuale di sabbia variabile da 21 a 32%, con un valore medio del 27%;
- percentuale di limo variabile da 7 a 10%, con un valore medio del 8%;
- percentuale di argilla variabile da 7 a 14%, con un valore medio del 9%.

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo $16.5 \div 21.6 \text{ kN/m}^3$.

Terreni tipo GSLA2

- percentuale di ghiaia variabile da 47 a 53%, con un valore medio del 50%;
- percentuale di sabbia variabile da 18 a 19%, con un valore medio del 18%;

PROGETTAZIONE ATI:

- percentuale di limo variabile da 13 a 16%, con un valore medio del 14%;
- percentuale di argilla variabile da 16 a 19%, con un valore medio del 18%.

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo $18.5 \div 19.5 \text{ kN/m}^3$.

Terreni tipo GS

- percentuale di ghiaia variabile da 64 a 80%, con un valore medio del 74%;
- percentuale di sabbia variabile da 13 a 20%, con un valore medio del 15%;
- percentuale di limo variabile da 4 a 8%, con un valore medio del 6%;
- percentuale di argilla variabile da 3 a 9%, con un valore medio del 5%.

Il peso di volume risulta pari a 20.5 kN/m^3 .

Terreni tipo SL

- percentuale di ghiaia pari a 0%;
- percentuale di sabbia pari a 78%;
- percentuale di limo pari a 14%;
- percentuale di argilla pari a 8%.

Il peso di volume risulta pari a 17.1 kN/m^3 .

Terreni tipo LS1

- percentuale di ghiaia variabile da 0 a 6%, con un valore medio del 3%;
- percentuale di sabbia variabile da 17 a 45%, con un valore medio del 33%;
- percentuale di limo variabile da 30 a 50%, con un valore medio del 41%;
- percentuale di argilla variabile da 4 a 47%, con un valore medio del 23%.

Il peso di volume risulta pari a 18.1 kN/m^3 .

Terreni tipo LS2

- percentuale di ghiaia variabile da 7 a 18%, con un valore medio del 14%;
- percentuale di sabbia variabile da 15 a 33%, con un valore medio del 22%;
- percentuale di limo variabile da 28 a 68%, con un valore medio del 49%;
- percentuale di argilla variabile da 10 a 21%, con un valore medio del 15%.

Il peso di volume è stato stimato pari a 18 kN/m^3 .

Terreni tipo LS3

- percentuale di ghiaia variabile da 0 a 28%, con un valore medio del 9%;
- percentuale di sabbia variabile da 11 a 33%, con un valore medio del 27%;
- percentuale di limo variabile da 23 a 73%, con un valore medio del 47%;
- percentuale di argilla variabile da 5 a 31%, con un valore medio del 17%.

Il peso di volume è stato stimato pari a 18 kN/m^3 .

Terreni tipo LS4/LS4s

- percentuale di ghiaia variabile da 0 a 4%, con un valore medio del 1%;
- percentuale di sabbia variabile da 11 a 68%, con un valore medio del 31%;
- percentuale di limo variabile da 23 a 43%, con un valore medio del 32%;
- percentuale di argilla variabile da 6 a 54%, con un valore medio del 36%.

PROGETTAZIONE ATI:

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo $18.5 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$.

Terreni tipo AMA

- percentuale di ghiaia variabile da 0 a 2%, con un valore medio del 0%;
- percentuale di sabbia variabile da 2 a 57%, con un valore medio del 22%;
- percentuale di limo variabile da 23 a 98%, con un valore medio del 45%;
- percentuale di argilla variabile da 6 a 62%, con un valore medio del 36%.

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo $17.2 \div 20.9 \text{ kN/m}^3$.

5.2.1.2. Contenuto naturale di acqua e limiti di consistenza**Terreni tipo GSLA1**

Contenuto d'acqua naturale	$w = 10.0 \div 21.6 \%$
Limite liquido	$w_L = 29.5\%$
Limite plastico	$w_P = 22.45\%$
Indice di plasticità	$IP = 7\%$
Indice di consistenza	$IC = 1.12\%$

Terreni tipo GSLA2

Contenuto d'acqua naturale	$w = 12.8 \div 13.2 \%$
Limite liquido	$w_L = 38.2 \div 40.8$
Limite plastico	$w_P = 19.7 \div 25.9\%$
Indice di plasticità	$IP = 15 \div 18\%$
Indice di consistenza	$IC = 1.38 \div 1.86\%$

Terreni tipo GS

Contenuto d'acqua naturale	$w = 12.0\%$
Limite liquido	$w_L = 21.0 \div 22.0$
Limite plastico	$w_P = 14.0 \div 16.0\%$
Indice di plasticità	$IP = 5 \div 8\%$

Terreni tipo SL

Contenuto d'acqua naturale	$w = 19.5\%$
----------------------------	--------------

Terreni tipo LS1

Contenuto d'acqua naturale	$w = 10.2 \div 16.9 \%$
Limite liquido	$w_L = 29.1 \div 50.0$
Limite plastico	$w_P = 20.0 \div 26.0\%$
Indice di plasticità	$IP = 8 \div 26\%$
Indice di consistenza	$IC = 1.52 \div 1.61\%$

Terreni tipo LS2

Contenuto d'acqua naturale	$w = 14.7\%$
Limite liquido	$w_L = 28.0 \div 42.2$

PROGETTAZIONE ATI:

Limite plastico	$w_p = 19.0 \div 26.4\%$
Indice di plasticità	$IP = 9 \div 16\%$
Indice di consistenza	$IC = 1.45\%$

Terreni tipo LS3

Contenuto d'acqua naturale	$w = 11.2 \div 17.0 \%$
Limite liquido	$w_L = 36.0 \div 41.6$
Limite plastico	$w_p = 20.0 \div 27.0\%$
Indice di plasticità	$IP = 14 \div 19\%$
Indice di consistenza	$IC = 1.56 \div 2.36\%$

Terreni tipo LS4/LS4s

Contenuto d'acqua naturale	$w = 10.2 \div 21.0 \%$
Limite liquido	$w_L = 31.6 \div 54.1$
Limite plastico	$w_p = 17.9 \div 28.6\%$
Indice di plasticità	$IP = 0 \div 30\%$
Indice di consistenza	$IC = 0.97 \div 2.26\%$

Terreni tipo AMA

Contenuto d'acqua naturale	$w = 14.7 \div 32.7 \%$
Limite liquido	$w_L = 18.0 \div 73.7$
Limite plastico	$w_p = 16.0 \div 36.7\%$
Indice di plasticità	$IP = 0 \div 40\%$
Indice di consistenza	$IC = 0.0 \div 1.5\%$

5.2.2. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA IN CONDIZIONI DRENATE**Terreni tipo GSLA1**

Questi terreni presentano valori di N_{SPT} compresi tra 10 e 100, mostrando un incremento con la profondità di esecuzione della prova, a conferma dell'elevata eterogeneità già evidenziata dalle analisi granulometriche. Nell'ipotesi che tali valori possano essere considerati rappresentativi dei livelli più sabbiosi-ghiaiosi si possono stimare per tale unità valori di densità relativa D_R compresi tra il 45% e 90%.

Ai fini della stima dei parametri di resistenza, in assenza di prove di laboratorio, si è fatto riferimento ai soli risultati delle prove penetrometriche (rappresentative probabilmente solo delle frazioni sabbiose e ghiaiose). Ai fini progettuali, si è assegnato un valore dell'angolo di resistenza al taglio compreso tra $30^\circ \div 35^\circ$, mentre la frazione fina è stata considerata assegnando una limitata coesione efficace compresa tra 0 kPa \div 5 kPa.

Terreni tipo GSLA2

Per questi terreni è presente una sola prova penetrometrica dinamica di tipo SPT. Il valore di N_{SPT} ricavato risulta pari a 10. Nell'ipotesi che tale valore possa essere considerato rappresentativo dei livelli più sabbiosi-ghiaiosi si possono stimare per tale unità valori di densità relativa D_R pari a 55%. Ai fini della stima dei parametri di resistenza, in assenza di prove di laboratorio, si è fatto riferimento al solo risultato della prova penetrometrica (rappresentativa probabilmente solo delle frazioni sabbiose e ghiaiose) ed è stato tenuto conto che questa subunità geotecnica appartiene alla stessa macro-unità GSLA. Ai fini progettuali, si è assegnato un valore dell'angolo di resistenza al taglio

compreso tra $25^\circ \div 30^\circ$, mentre la frazione fina è stata considerata assegnando una limitata coesione efficace compresa tra 2 kPa \div 5 kPa.

Terreni tipo GS

I terreni di tipo GS presentano valori di N_{SPT} compresi tra 20 e 100, mostrando un incremento con la profondità di esecuzione della prova, a conferma dell'elevata eterogeneità già evidenziata dalle analisi granulometriche. Nell'ipotesi che tali valori possano essere considerati rappresentativi dei livelli più sabbiosi-ghiaiosi si possono stimare per tale facies valori di densità relativa D_R compresi tra il 55% e 90%.

Ai fini della stima dei parametri di resistenza, in assenza di prove di taglio, si è fatto riferimento ai soli risultati delle prove penetrometriche (rappresentative probabilmente solo delle frazioni sabbiose e ghiaiose). Ai fini progettuali, si è assegnato un valore dell'angolo di resistenza al taglio compreso tra $32^\circ \div 37^\circ$, mentre la frazione fina è stata trascurata assegnando una coesione efficace nulla.

Terreni tipo SL

Per questi terreni non si hanno a disposizione né prove penetrometriche né prove di laboratorio. Dall'analisi granulometrica risulta sabbia limosa debolmente argillosa. Pertanto, sulla base della granulometria è stata assegnata una coesione efficace compresa tra 0 kPa \div 5 kPa, per considerare la presenza di materiale a grana fine, e un angolo di resistenza al taglio compreso tra $28^\circ \div 32^\circ$.

Terreni tipo LS1

Per i terreni LS1 sono disponibili prove penetrometriche dinamiche di tipo sia SPT sia DPSH. I valori di N_{SPT} , ricavati da entrambe le prove penetrometriche, risultano compresi tra 15 \div 51, mostrando un andamento pressoché costante con la profondità. Inoltre, per questa unità si dispone di una prova a taglio diretto. Ai fini della stima dei parametri di resistenza si è fatto riferimento ai risultati ottenuti sia dalla prova a taglio sia alle interpretazioni delle prove penetrometriche (rappresentative probabilmente solo delle frazioni di terreno a grana grossa). In particolare, si è assegnato un valore dell'angolo di resistenza al taglio compreso tra $25^\circ \div 27^\circ$, mentre la frazione fina è stata considerata assegnando una coesione efficace compresa tra 5 kPa \div 10 kPa,

Terreni tipo LS2

Per i terreni LS2 si dispone di una prova penetrometrica dinamica di tipo DPSH. I valori di N_{SPT} , ricavati dalla prova penetrometrica, risultano compresi tra 7 \div 31, mostrando un andamento pressoché costante con la profondità. Ai fini della stima dei parametri di resistenza, in assenza di prove di laboratorio, si è fatto riferimento alle interpretazioni della prova penetrometrica (rappresentativa probabilmente solo delle frazioni di terreno a grana grossa). In particolare, si è assegnato un valore dell'angolo di resistenza al taglio compreso tra $20^\circ \div 25^\circ$, mentre la frazione fina è stata considerata assegnando una coesione efficace compresa tra 5 kPa \div 10 kPa, ovvero lo stesso intervallo di valori assegnato all'unità LS1.

Terreni tipo LS3

Per questi terreni si hanno 4 prove penetrometriche, 3 dinamiche di tipo DPSH e 1 statica di tipo CPT. I valori di N_{SPT} , ricavati dalle prove penetrometriche dinamiche, risultano compresi tra 1 \div 7. I valori di resistenza alla punta ottenuti dalla prova CPT risultano compresi tra 1.5 \div 4 MPa. Tutti i risultati mostrano un andamento pressoché costante con la profondità. Ai fini della stima dei parametri di resistenza, in assenza di prove di laboratorio, si è fatto riferimento alle interpretazioni delle prove penetrometriche (rappresentative probabilmente solo delle frazioni di terreno a grana grossa). In particolare, si è assegnato un valore dell'angolo di resistenza al taglio compreso tra $20^\circ \div 22^\circ$, mentre la frazione fina è stata considerata assegnando una coesione efficace compresa tra 0 kPa \div 5 kPa, in quanto questa unità presenta un grado di alterazione più elevato rispetto ai terreni LS1 e LS2.

PROGETTAZIONE ATI:

Terreni tipo LS4/LS4s

Per questi terreni si hanno 11 prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT. I valori di N_{SPT} , ricavati dalle prove penetrometriche dinamiche, risultano compresi tra $7 \div 44$. Inoltre, sono disponibili i risultati di 7 prove di taglio diretto. Ai fini della stima dei parametri di resistenza, si è data maggior importanza ai risultati delle prove di laboratorio. In particolare, si è assegnato un valore dell'angolo di resistenza al taglio compreso tra $22^\circ \div 26^\circ$ e una coesione efficace compresa tra $15 \text{ kPa} \div 20 \text{ kPa}$. Nelle zone dove è presente il fenomeno del soliflusso e nella zona successiva al Viadotto La Pieve, dove nella carta geomorfologica è riportata una frana quiescente, sono stati attribuiti dei parametri meccanici ridotti a questa unità (LS4s) per considerarne l'alterazione indotta da tali fenomeni. In particolare, in tali zone l'angolo di resistenza al taglio attribuito al terreno LS4s è compreso tra $20^\circ \div 23^\circ$ e la coesione efficace assegnata è compresa tra $0 \div 5 \text{ kPa}$.

Inoltre, per la subunità LS4s sono stati stimati i parametri meccanici di resistenza al taglio nelle condizioni residue, utilizzati nelle analisi di stabilità di versante che interessano il corpo di frana. In particolare, in queste condizioni si è imposto una coesione efficace pari a 0 e un angolo di resistenza al taglio pari a 18° . Tale valore è stato desunto dalla prova di taglio diretto eseguita sul campione CR01 prelevato a circa 4.50 m di profondità dal piano campagna nel sondaggio BH03-PZ, unica prova di taglio diretto con stima dei parametri residui disponibile per l'unità LS.

Terreni tipo AMA

Per questi terreni si hanno 8 prove penetrometriche, 8 dinamiche di tipo SPT e 1 statica di tipo CPT. I valori di N_{SPT} , ricavati dalle prove penetrometriche dinamiche, risultano tipicamente compresi tra $22 \div 62$. I valori di resistenza alla punta ottenuti dalla prova CPT risultano compresi tra $10 \div 25 \text{ MPa}$. Inoltre, sono disponibili i risultati di 15 prove a taglio diretto. Ai fini della stima dei parametri di resistenza, si è data maggior importanza ai risultati delle prove di laboratorio. In particolare, si è assegnato un valore dell'angolo di resistenza al taglio compreso tra $24^\circ \div 28^\circ$ e una coesione efficace compresa tra $25 \text{ kPa} \div 40 \text{ kPa}$.

5.2.3. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA IN CONDIZIONI NON DRENATE

Le caratteristiche di resistenza non drenate sono state stimate sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche tramite la correlazione di Stroud (1974). In allegato si riportano i risultati in termini delle interpretazioni delle indagini in sito in termini di c_u . Le caratteristiche meccaniche in condizioni non drenate sono state ricavata solo per i terreni di tipo LS e AMA.

Terreni tipo LS1

Per questa unità si dispongono solamente i risultati delle prove penetrometriche. Il valore della coesione non drenata assegnata, c_u , è compreso tra $50 \div 80 \text{ kPa}$.

Terreni tipo LS2

Per questa unità si dispongono solamente i risultati delle prove penetrometriche. Il valore della coesione non drenata assegnata, c_u , è compreso tra $40 \div 70 \text{ kPa}$.

Terreni tipo LS3

Per questa unità si dispongono solamente i risultati delle prove penetrometriche. Il valore della coesione non drenata assegnata, c_u , è compreso tra $20 \div 30 \text{ kPa}$.

Terreni tipo LS4/LS4s

Per l'unità LS4 si dispongono, oltre ai risultati delle prove penetrometriche, anche i risultati di 2 prove triassiali tipo UU e 1 prova a schiacciamento monoassiale non confinata. Il valore della coesione non drenata assegnata, c_u , è compreso tra $60 \div 80 \text{ kPa}$.

PROGETTAZIONE ATI:

Per quanto riguarda la parte di terreno più alterata (LS4s) è stata assegnata una coesione non drenata compresa tra 30 ÷ 40 kPa.

Terreni tipo AMA

Per questa unità si dispongono, oltre ai risultati delle prove penetrometriche, anche i risultati di 8 prove triassiali tipo UU e 7 prova a schiacciamento monoassiale non confinata. Il valore della coesione non drenata assegnata, c_u , è compreso tra 100 ÷ 300 kPa.

5.2.4. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Terreni tipo GSLA1

Per questa unità il modulo elastico è stato stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche ed è compreso tra 30 ÷ 50 MPa.

Terreni tipo GSLA2

Per questa unità il modulo elastico è stato stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche ed è assegnato pari a 20 MPa.

Terreni tipo GS

Per questa unità il modulo elastico è stato stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche ed è compreso tra 40 ÷ 60 MPa.

Terreni tipo SL

Per questa unità il modulo elastico è stato stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche ed è compreso tra 20 ÷ 30 MPa.

Terreni tipo LS1

Per questa unità il modulo elastico è stato stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche ed è compreso tra 10 ÷ 20 MPa.

Terreni tipo LS2

Per questa unità il modulo elastico è stato stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche ed è compreso tra 5 ÷ 10 MPa.

Terreni tipo LS3

Per questa unità il modulo elastico è stato stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche ed è compreso tra 3 ÷ 7 MPa.

Terreni tipo LS4/LS4s

Per questa unità il modulo elastico è stato stimato sulla base dei risultati delle prove penetrometriche e dei risultati di 4 prove edometriche. Tale parametro assume valori compresi tra 10 ÷ 20 MPa.

Per quanto riguarda le zone LS4s il valore del modulo elastico è stato stimato tra 5 ÷ 10 MPa.

Terreni tipo AMA

Per questa unità il modulo elastico è stato stimato sulla base dei risultati delle prove penetrometriche e dei risultati di 9 prove edometriche. Tale parametro assume valori compresi tra 25 ÷ 30 MPa.

6. LIQUEFAZIONE

Si riporta di seguito la verifica di stabilità nei confronti della liquefazione.

Le NTC18, al §7.11.3.4.2 contengono una lista delle condizioni di esclusione di tale verifica:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

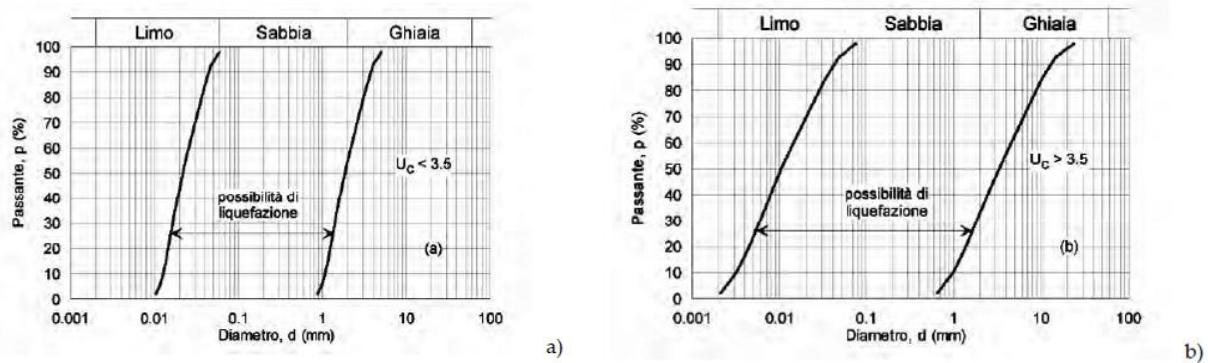
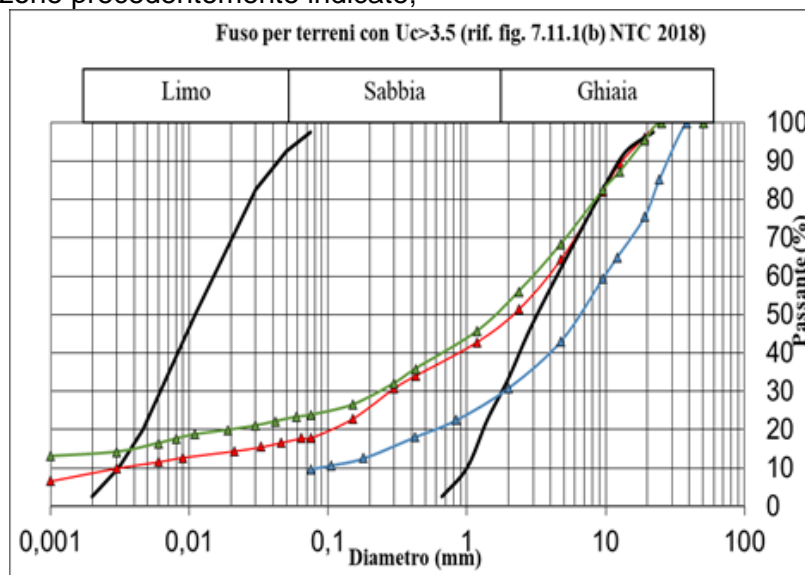


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

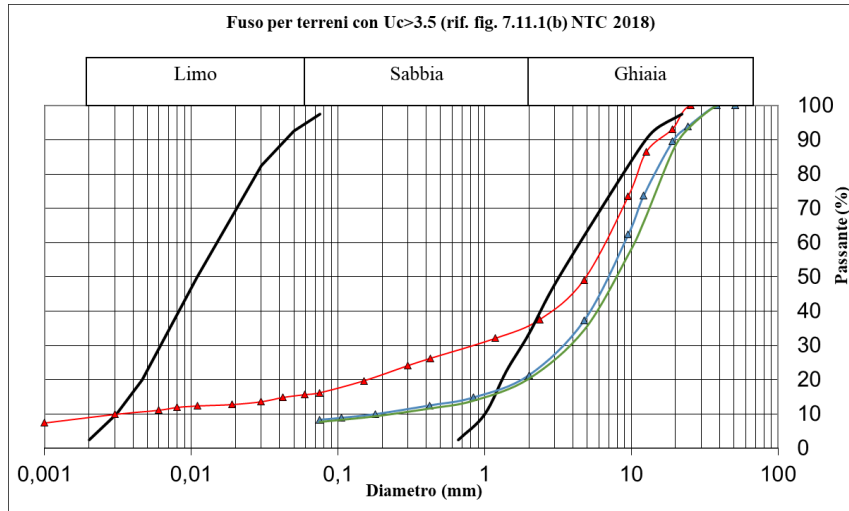
E' possibile escludere dalla verifica le unità geotecniche individuate dallo studio geotecnico, per i seguenti motivi:

- GSLA1: la distribuzione granulometrica dei campioni prelevati all'interno di questa unità è esterna alle zone precedentemente indicate;

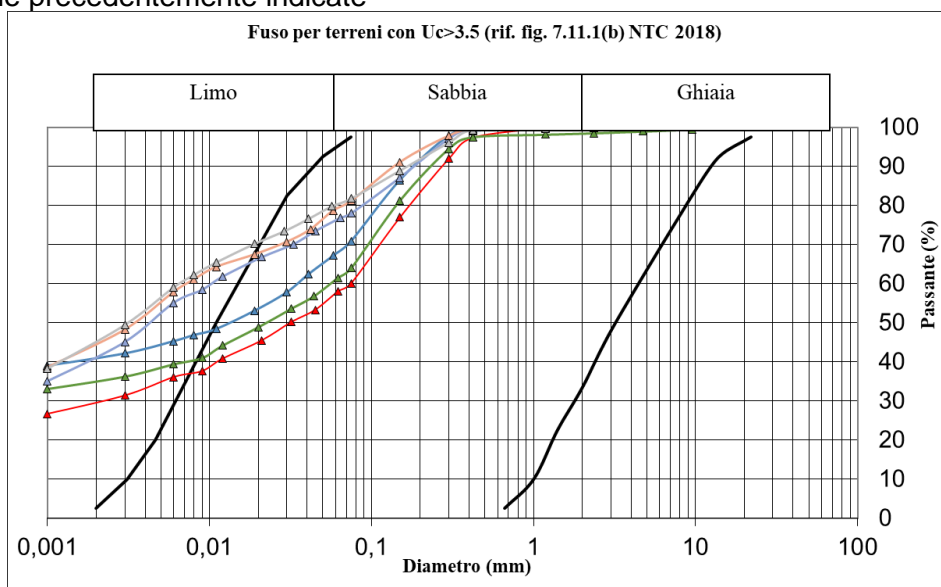


PROGETTAZIONE ATI:

- **GSLA2:** questa unità geotecnica è presente unicamente al di sopra della falda;
- **GS:** la distribuzione granulometrica dei campioni prelevati all'interno di questa unità è esterna alle zone precedentemente indicate



- **SL:** dall'analisi granulometrica dei campioni prelevati nei pozzetti e nei sondaggi si manifesta la presenza di una frazione fine (limo + argilla) pari a minimo 35%
- **LS1** dall'analisi granulometrica dei campioni prelevati nei pozzetti e nei sondaggi si manifesta la presenza di una frazione fine (limo + argilla) pari a minimo 35%
- **LS2** dall'analisi granulometrica dei campioni prelevati nei pozzetti e nei sondaggi si manifesta la presenza di una frazione fine (limo + argilla) pari a minimo 35%
- **AMA:** dall'analisi granulometrica dei campioni prelevati nei pozzetti e nei sondaggi si manifesta la presenza di una frazione fine (limo + argilla) pari a minimo 35%
- **LS3** dall'analisi granulometrica dei campioni prelevati nei pozzetti e nei sondaggi si manifesta la presenza di una frazione fine (limo + argilla) pari a minimo 35%
- **LS4:** la distribuzione granulometrica dei campioni prelevati all'interno di questa unità è esterna alle zone precedentemente indicate



7. MODELLAZIONE GEOTECNICA

7.1. PARAMETRI CARATTERISTICI

Con riferimento ai terreni precedentemente individuati si è proceduto a definire le caratteristiche fisico-meccaniche combinando i tutti i risultati delle prove di laboratorio e delle indagini in sito svolte nel corso delle diverse campagne di indagine, mediante correlazioni proposte in letteratura e già ampiamente verificate sul piano sperimentale.

Sono stati quindi definiti per ciascun terreno tipo i valori caratteristici dei parametri geotecnici di riferimento da utilizzare nelle varie verifiche geotecniche. In accordo a quanto riportato in letteratura da vari autori si ritiene che, per la determinazione dei valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno, un approccio di tipo esclusivamente statistico risulti poco significativo. Si è pertanto proceduto con metodologie del tutto analoghe a quelle utilizzate per la stima dei parametri geotecnici da impiegare nelle verifiche eseguite con normative basate su coefficienti globali di sicurezza.

I valori caratteristici di tutti i terreni tipo sopra indicati sono stati riassunti nella tabella di seguito riportata e nei profili geotecnici di progetto.

Tabella 7.1 – Riepilogo dei parametri meccanici dei terreni

Tipo	Descrizione	γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	c_u [kPa]	E [MPa]	n_h [kN/m ³]
GSLA1	Ghiaia con sabbia debolmente limosa debolmente argillosa	17 ÷ 18	0 ÷ 5	30 ÷ 35	-	30 ÷ 50	15000
GSLA2	Ghiaia sabbiosa limosa argillosa	19 ÷ 20	2 ÷ 5	25 ÷ 30	-	20	8000
GS	Ghiaia sabbiosa debolmente argillosa debolmente limosa	19 ÷ 20	0	32 ÷ 37	-	40 ÷ 60	20000
SL	Sabbia limosa	17	0 ÷ 5	28 ÷ 32	-	20 ÷ 30	10000
LS1	Limo con sabbia argilloso	18	5 ÷ 10	25 ÷ 27	50 ÷ 80	10 ÷ 20	3000
LS2	Limo sabbioso argilloso ghiaioso	18	5 ÷ 10	20 ÷ 25	40 ÷ 70	5 ÷ 10	2500
LS3	Limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso	18	0 ÷ 5	20 ÷ 22	20 ÷ 30	3 ÷ 7	1000
LS4	Argilla con limo con sabbia	19	15 ÷ 20	22 ÷ 26	60 ÷ 80	10 ÷ 20	3000
LS4s	Argilla con limo con sabbia (valori di picco)	19	0 ÷ 5	20 ÷ 23	30 ÷ 40	5 ÷ 10	2500
	Argilla con limo con sabbia (valori residui)	19	0	18	-	3	-
AMA	Argilla e limo sabbiosa a tratti marnosa	20 ÷ 21	25 ÷ 40	24 ÷ 28	100 ÷ 300	25 ÷ 30	3500

I valori di n_h sono stati desunti dalla letteratura tecnica. In particolare, nella Tabella 7.2 si riportano alcuni valori tipici.

Tabella 7.2 – Valori tipici di n_h ,

TIPO DI TERRENO	N_H [kN/m ³]	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	200 ÷ 3500	Reese & Matlock (1956)
	300 ÷ 500	Davisson & Prakash (1963)
Argilla organica n.c.	100 ÷ 1000	Peek & Davisson (1970)
	100 ÷ 800	Davisson (1970)
Torba	50	Davisson (1970)
	30 ÷ 100	Wilson & Hilts (1967)
Loess	8000 ÷ 10000	Bowles (1968)
Sabbie immerse sciolte/mediamente add./dense	1500 / 5000 / 12000	Viggiani (1999)
Sabbie non immerse sciolte/mediamente add./dense	2500 / 7500 / 20000	

7.2. DEFINIZIONE DELLE STRATIGRAFIE DI PROGETTO

A livello stratigrafico è possibile dividere l'intero tracciato in due tratte: la prima tratta si estende dalla rotatoria con la SP28, ovvero pr. 0+000, fino alla progressiva 2+500 circa; la seconda tratta inizia dalla progressiva 2+500 e si estende fino alla rotatoria Mattei, dove termina il tracciato (pr. 5+017 circa).

Entrando più nel dettaglio, lo strato superficiale, fino al fiume Chienti, si è formato da ghiaie sabbiose limose debolmente argillose e, dopo il fiume Chienti fino alla progressiva 2+500 circa, limi sabbiosi argillosi che presentano uno stato di alterazione variabile lungo il tracciato.

Al di sotto di tali strati si trovano i materiali a grana grossa, tendenzialmente ghiaie sabbiose/limose, ed infine il substrato composto principalmente da argille limose.

Nel secondo tratto è presente uno strato di materiale limo argilloso sabbioso dalle caratteristiche meccaniche migliori rispetto agli strati superficiali del primo tratto e, al di sotto di tale strato, troviamo la stessa unità di base presente nel primo tratto.

In particolare, la stratigrafia può essere riassunta nel seguente modo:

- **Dalla pr 0+000 fino alla pr. 0+300 (sottopasso SP77)**
 - GSLA2 con spessore variabile tra 1.5 m e 3.5 m;
 - GSLA1 con spessore variabile tra 6 m e 7 m;
 - GS con spessore variabile tra 8 m e 10 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 0+300 fino alla pr. 0+425**
 - LS3 con spessore variabile tra 0 m e 2.5 m;
 - GSLA1 con spessore variabile tra 2 m e 5.5 m;
 - GS con spessore variabile tra 6 m e 7.5 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 0+425 fino alla pr. 0+527 (Ponte Chienti)**
 - GSLA1 con spessore variabile tra 4 m e 5.5 m;
 - GS con spessore variabile tra 5.5 m e 6.0 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 0+527 fino alla pr. 0+650 (Alveo del Fiume Chienti)**
 - GSLA2 con spessore variabile tra 2 m e 6.5 m;
 - GS con spessore variabile tra 0.5 m e 5.5 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 0+650 fino alla pr. 1+115**

PROGETTAZIONE ATI:

- LS3 con spessore variabile tra 2 m e 2.5 m;
- GSLA1 con spessore variabile tra 3 m e 4.5 m;
- GS con spessore variabile tra 2.5 m e 5.5 m;
- AMA
- **Dalla pr. 1+115 fino alla pr. 1+500**
 - LS2 con spessore variabile tra 4.5 m e 8.5 m;
 - GS con spessore variabile tra 4 m e 6 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 1+500 fino alla pr. 1+700**
 - LS3 con spessore variabile tra 4 m e 8 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 1+700 fino alla pr. 2+500**
 - LS1 con spessore variabile tra 3.5 m e 12.5 m;
 - GSLA1 con spessore variabile tra 0.5 m e 4 m;
 - SL con spessore variabile tra 0.5 m e 3 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 2+500 fino alla pr. 3+125**
 - LS4 con spessore variabile tra 3 m e 5 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 3+125 fino alla pr. 3+300**
 - LS4s con spessore variabile tra 1.5 m e 3 m;
 - LS4 con spessore variabile tra 3 m e 12 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 3+300 fino alla pr. 3+500**
 - LS4 con spessore variabile tra 6 m e 12 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 3+500 fino alla pr. 3+825**
 - LS4s con spessore variabile tra 1.0 m e 4.5 m;
 - LS4 con spessore variabile tra 5 m e 10 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 3+825 fino alla pr. 4+015**
 - LS4 con spessore variabile tra 9 m e 10 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 4+015 fino alla pr. 4+155**
 - LS4s con spessore variabile tra 0.5 m e 3.5 m;
 - LS4 con spessore variabile tra 7 m e 12 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 4+155 fino alla pr. 4+325**
 - LS4 con spessore variabile tra 12 m e 16 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 4+325 fino alla pr. 4+425**
 - LS4s con spessore variabile tra 0.5 m e 2 m;
 - LS4 con spessore variabile tra 16.5 m e 17 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 4+425 fino alla pr. 4+690**
 - LS4s con spessore variabile tra 0.5 m e 2.0 m;
 - LS4 con spessore variabile tra 9 m e 14 m;
 - AMA
- **Dalla pr. 4+690 fino alla pr. 5+017**
 - LS4 con spessore variabile tra 10 m e 15 m;

PROGETTAZIONE ATI:

- AMA

7.3. LIVELLI DI FALDA

Le variazioni stagionali della quota della falda, sicuramente presenti, saranno riscontrabili con il monitoraggio geotecnico, che sarà eseguito nei fori attrezzati con tubi piezometrici.

Attraverso l'analisi di tutti i dati è stato possibile ricostruire con buona attendibilità l'andamento della superficie piezometrica in corrispondenza del tracciato in progetto. Dal profilo idrogeologico si osserva che la superficie di falda è posizionata all'interno dei depositi alluvionali, sostenuti alla base dalle argille plio-pleistoceniche caratterizzate da bassa permeabilità. Il substrato marino rappresenta pertanto la base dell'acquifero del Fiume Chienti.

Dalla ricostruzione della superficie di falda emerge inoltre la diretta relazione tra il corso d'acqua e la falda stessa; il Chienti costituisce infatti l'asse drenante dell'intera area di studio.

Fatta eccezione per i pali di fondazioni delle opere principali e per il plinto di fondazione della pila del Ponte sul Chienti, non si prevede alcuna interazione fra la falda e i lavori.

8. TEMATICHE PROGETTUALI A CARATTERE GEOTECNICO

Le considerazioni di seguito formulate si riferiscono anche a quanto illustrato nel profilo geotecnico di progetto (Elaborati *LO703.MC.D.P.GENER.00.GET.PRF.001.A ÷ 005.A Profilo geotecnico*), cui si rimanda per la collocazione delle opere descritte nel seguito.

8.1. ANALISI DEL TRACCIATO

Il tracciato crea un collegamento tra il Raccordo Autostradale Tolentino-Civitanova Marche (SS77) e la cittadina di Macerata.

La strada in progetto ha un'estensione complessiva di circa 5 km e si sviluppa principalmente in rilevato.

Dopo la rotatoria iniziale che collega il tracciato alla SP28, inizia un tratto in trincea che conduce al sottopasso con la SS77, che si sviluppa tra le progressive 0+243.62 e 0+275.54. Il tratto in trincea termina alla progressiva 0+177.62, dove iniziano i muri in C.A. di appoggio al sottopasso, aventi anche la funzione di impermeabilizzazione e tenuta idraulica del sottopasso. Infatti, in questa zona si attraversano i depositi alluvionali del Fiume Chienti, in particolare le unità geotecniche GSLA1 e GSLA2 che sono tendenzialmente materiali a grana grossa con elevate permeabilità, che risentono molto delle oscillazioni del livello idraulico fiume. Pertanto, nel dimensionamento dei muri di appoggio al sottopasso, è stata considerata un'altezza della falda pari alla quota della piena del fiume Chienti, calcolata con $T_r = 200$ anni. Inoltre, considerati i parametri meccanici assegnati a queste unità geotecniche e la sismicità del sito, la pendenza delle scarpate della trincea è fissata a 2 (orizzontale) su 1 (verticale), con banca di riposo di 2 m ogni 3 m di altezza.

Successivamente, inizia un tratto in rilevato che termina alla progressiva 0+528.39, dove inizia il Ponte Chienti che permette lo scavalco dell'omonimo fiume. Il ponte è caratterizzato da due campate e presenta delle fondazioni su pali. Per questo ponte si prevede di raggiungere le quote di imposta dei plinti di fondazione delle spalle tramite degli scavi aperti con pendenza 1 su 1. Per il raggiungimento della quota d'imposta della fondazione della pila, si prevede di impermeabilizzare lo scavo. In particolare, la soluzione adottata consiste nella realizzazione di pozzo, composto da pali secanti. Al fine di ridurre l'altezza di scalzamento della pila, al termine della realizzazione della pila, è necessario demolire parte dell'opera provvisoria. In particolare, si procederà alla demolizione del cordolo e di un'altezza dei pali di almeno 2.5 m. Inoltre, è prevista un'opera di protezione spondale al fine di limitare i fenomeni di erosione e scalzamento sulla spalla 1 e sulla pila.

Dopo il Ponte Chienti, il tracciato si sviluppa in rilevato fino alla progressiva 1+613.12, dove inizia la seconda trincea del progetto, che termina alla progressiva 1+925.00. Questa trincea attraversa le unità geotecniche LS3, LS1 e GSLA1. La trincea raggiunge un'altezza massima di circa 8.5 m e interessa, in parte, i depositi eluvio colluviali, dalle caratteristiche meccaniche piuttosto scadenti, contenuti tra il II e il III ordine degli alluvioni terrazzati. Per questi motivi, si è deciso di proteggere la trincea mediante la realizzazione di muri di controripa in terra verde rinforzata.

Dalla progressiva 1+925.00 fino alla rotatoria con la SP77 il tracciato si sviluppa in rilevato, appoggiandosi agli alluvioni terrazzati di II ordine (LS1), fino alla progressiva circa 2+750, e ai depositi eluvio colluviali, composti essenzialmente da limi sabbiosi argillosi (LS4). Tra le progressive 2+760 e 2+844 è previsto un muro di sostegno in C.A. al solo fine di limitare gli espropri.

Nella zona della rotatoria con la SP77 è prevista la realizzazione di una paratia sullo svincolo con la SP77.

Dalla rotatoria con la SP77 fino alla progressiva 3+075 circa è presente un tratto in trincea con un'altezza massima di circa 1.20 m. La pendenza delle scarpate è pari a 3 (orizzontale) su 2 (verticale).

Dalla progressiva 3+075 alla spalla 1 del Viadotto Pieve (progressiva 3+203.84) il tracciato si sviluppa in rilevato e intercetta una zona interessata da fenomeni di reptazione attiva, così come riportato nella carta geomorfologica (LO703.MC.D.P.GENER.00.GEO.PLA.006.A). In queste zone si è proceduto a

PROGETTAZIONE ATI:

stabilizzare il lato di monte al piede del rilevato mediante la realizzazione di trincee drenanti, aventi la funzione di drenaggio delle acque piovane. Nei calcoli si è considerato che il materiale interessato dal fenomeno della reptazione presenta delle caratteristiche meccaniche più scadenti, rispetto al materiale LS4, proprio a causa dei vari movimenti che il materiale ha subito (unità geotecnica LS4s). In uscita dal viadotto Pieve, il tracciato attraversa un corpo di frana per scorrimento quiescente che si estende fino alla progressiva 3+825.00 circa. In quest'area si prevede la realizzazione di un muro su pali in C.A. che si estende dalla progressiva 3+475.00 fino alla progressiva 3+525.00, dove inizia un'opera di protezione al piede che si estende per una lunghezza di circa 300 m, accompagnando il tracciato lungo tutto il corpo di frana (progressiva 3+826.79).

Dalla progressiva 3+826.79 il tracciato continua in rilevato fino a 4+063.50 dove sovrappassa la strada "via Fontescodella" e continua in rilevato fino alla progressiva 4+250 circa. Dalle progressive 4+012.71 a 4+155.52 si entra nuovamente in una zona interessata da reptazione. Anche in questo caso si procede realizzando trincee drenanti dalle progressive 4+070 fino a 4+150. Inoltre, si prevede la realizzazione di una paratia su via Fontescodella.

Dalla 4+250 si entra in una zona in trincea che si estende fino alla progressiva 4+500. La trincea, caratterizzata da una pendenza delle scarpate 2 (verticale) su 3 (orizzontale), attraversa tra le progressive 4+320 e 4+425 un'altra zona di reptazione. In questa tratta si prevede di stabilizzare la trincea mediante l'inserimento di tubi microfessurati suborizzontali nella scarpata del lato di monte.

Dalla progressiva 4+500 fino alla rotatoria Mattei il tracciato si sviluppa in rilevato, intercettando un'altra area interessata da reptazione che si estende tra le progressive 4+500 e 4+736. Anche in questo caso, si procede alla stabilizzazione dell'area mediante trincee drenanti che si estendono dalla progressiva 4+525 alla progressiva 4+725. Infine, dalla progressiva 4+819.80 è previsto un muro di sostegno in C.A. in destra, al fine di evitare l'interferenza tra il rilevato stradale e via Fontescodella. Inoltre, si prevede la realizzazione di una paratia sullo svincolo in corrispondenza della Rotatoria Mattei.

La Tabella 8.1 mostra il riepilogo le opere d'arte e degli interventi di stabilizzazione in progetto.

Tabella 8.1 – Riepilogo delle opere d'arte

Tipo	Descrizione	Estensione
Sottopasso	SOTTOPASSO S.S. 77, comprensivo di muri di appoggio	da pr. 0+183.6 a pr. 0+323.13
Ponte	Ponticello sulla Rotatoria Campogiano	pr. 0+023,60
Ponte	Ponticello sulla Rotatoria Campogiano	pr. 0+153,14
Ponte	PONTE SUL CHIANTI	da pr. 0+528.46 a pr. 0+646.60
Opera di sostegno	Muro in Terra verde	da pr. 1+637,41 a 1+833,51
Opera di sostegno	Muro in Terra verde	da pr. 1+639,98 a 1+840,25
Opera di sostegno	Muri di sostegno	da pr. 2+760 a pr. 2+844
Opera di sostegno	Paratia di pali Rotatoria S.P. 77	Su svincolo S.P. 77
Intervento di stabilizzazione	Intervento di stabilizzazione - drenaggio	da pr. 3+175 a pr. 3+206.94
Viadotto	VIADOTTO PIEVE	da pr. 3+206.84 a pr. 3+464.84
Opera di sostegno	Muro di sostegno su pali	da pr. 3+475 a pr. 3+525

PROGETTAZIONE ATI:

Intervento di stabilizzazione	Opera di protezione al piede del rilevato	da pr. 3+525.00 a 3+826.79
Sottopasso	SOTTOPASSO VIA FONTESCODELLA	da pr. 4+063.50 a pr. 4+074
Opera di sostegno	Paratia di pali Via di Fontescodella	su via Fontescodella
Intervento di stabilizzazione	Intervento di stabilizzazione - drenaggio	da pr. 4+070 a pr. 4+150
Intervento di stabilizzazione	Intervento di stabilizzazione - drenaggio	da pr. 4+325 a pr. 4+425
Intervento di stabilizzazione	Opera di protezione al piede del rilevato	da pr. 4+525.00 a 4+725
Opera di sostegno	Muri di sostegno	da pr. 4+835 a pr. 5+000
Opera di sostegno	Paratia di pali Rotatoria Mattei	su svincolo via Mattei

PROGETTAZIONE ATI:

9. METODI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo sono descritti i criteri di verifica e dimensionamento delle opere geotecniche.

Le verifiche sono state eseguite in accordo al DM 17/01/2018.

Per ogni stato limite ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = E \left[\gamma_E F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

CON $\gamma_E = \gamma_F$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_E F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Gli effetti delle azioni e della resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F \cdot F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.1 del DM 17/01/2018. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1 della citata norma. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2 del DM 17/01/2018.

In caso di analisi in condizione statica, si adottano i seguenti coefficienti parziali

Tabella 9.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tab. 6.2.1 del DM 17/01/2018).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	A1	A2
---------	---------	-----------------------	----	----

PROGETTAZIONE ATI:

Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II del DM 17/01/2018 e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R ;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R ;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R .

Tabella 9.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II del DM 14/01/2008).

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan\phi'$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_u	γ_{c_u}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,00	1,00

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

In condizioni sismiche, le verifiche agli SLV devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto.

9.1. AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica locale” del sito di costruzione.

La valutazione della pericolosità sismica è effettuata in accordo a quanto riportato nel DM 17/01/2018. La stima dei parametri spettrali per la definizione dell’azione sismica di progetto è effettuata per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento riportato negli Allegati A e B delle Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (come indicato nel § 3.2 del DM 17/01/2018).

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R è dato per ciascun tipo di costruzione dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N C_U$$

dove:

- V_N vita nominale della costruzione (vedi tab. 2.4.I del DM 17/01/2018);
- C_U coefficiente d’uso, definito al variare della classe d’uso.

Tabella 9.3 – Vita nominale V_N per diversi tipi di costruzione (tab. 2.4.I del DM 17/01/2018).

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 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 9.4 – Valore del coefficiente d’uso C_U (tab. 2.4.II del DM 17/01/2018).

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

9.1.1. PARAMETRI SISMICI

Le opere in esame, inquadrare ai sensi della normativa italiana vigente (DM 17/01/2018) nel reticolo di coordinate geografiche di riferimento per il calcolo della pericolosità sismica.
 Con riferimento al comune di Macerata (MC) si riportano i parametri sismici di riferimento per il calcolo delle azioni sismiche:

Comune	WGS84	
	Latitudine	Longitudine
Macerata	43.300	13.453

I parametri sismici di riferimento per la progettazione in esame sono:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso IV ($C_u = 2,00$)

Per quanto riguarda la categoria di sottosuolo:

- nell'area del sottopasso con la SS77 e del Ponte Chienti, si applicano i risultati dell'analisi di risposta sismica locale;
- nell'area di "La Pieve" la categoria è B;
- per il resto del tracciato categoria C.

Per quanto riguarda la categoria topografica:

- **T1** per il tratto di piana alluvionale tra Allaccio SS77 – La Pieve;
- **T2** nel tratto caratterizzato da una morfologia collinare tra La Pieve – Rotatoria Mattei.

Di seguito si riportano i parametri sismici con riferimento ad una vita nominale di 50 anni, per opere ordinarie.

Tabella 9.5 – Parametri sismici ($V_N = 50$ anni, $C_u = 2,00$).

Stato Limite	T_r (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^*
Operatività (SLO)	60	0,073	2,428	0,295
Danno (SLD)	101	0,092	2,424	0,309
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,230	2,458	0,339
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,293	2,497	0,349

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione sismica LO703.MC.D.P.GENER.00.GEO.REL.004.A.

9.2. STABILITÀ DEI PENDII E OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite in accordo con quanto indicato nei paragrafi 6.8, 7.11.3 e 7.11.4 del DM 17/01/2018.

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Nelle verifiche si è tenuto conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze riportati nella Tab. 6.8.I del DM 17/01/2018.

Tabella 9.6 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (tab. 6.8.I del DM 17/01/2018).

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Le analisi numeriche, quindi, saranno condotte applicando i coefficienti A2 + M2 per la valutazione rispettivamente delle azioni di progetto e delle resistenze di progetto e il valore di γ_r (pari a 1,1) sarà inteso come il valore del coefficiente di sicurezza di riferimento.

In condizioni sismiche, per fronti di scavo e rilevati, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel paragrafo 7.11.3.5.2 e adottando i valori $\beta_s = 0.38$ (SLV) e $\beta_s = 0.47$ (SLD). Nelle verifiche di sicurezza si pongono pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Per i pendii naturali il valore da attribuire al coefficiente β_s può essere desunto dalla Tab. 7.11.I del DM17/01/2018. Inoltre, i coefficienti parziali sulle resistenze γ_R sono posti pari a 1.0 in condizioni sia statiche sia sismiche. Nel caso particolare di questo progetto $\beta_s = 0.28$.

9.3. OPERE DI SOSTEGNO

Le verifiche sono state effettuate in accordo con quanto riportato nei paragrafi 6.5 e 7.11.6 del DM17/01/2018.

Per le paratie sono stati considerati i seguenti stati limite ultimi di tipo geotecnico:

- collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- stabilità globale dell'insieme terreno opera.

Per i muri di sostegno sono stati considerati i seguenti stati limite ultimi di tipo geotecnico:

- scorrimento sul piano di posa
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
- ribaltamento
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

Nelle verifiche si è tenuto conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I, 6.8.I e 7.11.III del DM 17/01/2018.

Verifiche agli SLE

Gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante sono stati valutati per verificare la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di eventuali manufatti adiacenti.

Azioni sismiche

L'analisi delle opere di sostegno in condizioni sismiche è stata eseguita con il metodo pseudo-statico. Per le paratie, la componente orizzontale a_h è stata calcolata mediante la relazione (paragr. 7.11.6.3.1 del DM 17/01/2018):

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni agenti con l'opere e $\beta \leq 1$ un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si pone $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata come:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Per i muri di sostegno, i valori dei coefficienti sismici orizzontale, k_h , e verticale, k_v , possono essere valutati con le espressioni (paragr. 7.11.6.2.1 del DM 17/01/2018):

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

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove g è l'accelerazione di gravità, β è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito e a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata come:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

In entrambi i casi, il calcolo della spinta attiva delle terre in condizioni sismiche è stato eseguito utilizzando il metodo di Mononobe-Okabe.

9.4. FONDAZIONI DELLE OPERE D'ARTE PRINCIPALI

9.4.1. FONDAZIONI DIRETTE

Le verifiche delle fondazioni sono state effettuate considerando i seguenti Stati Limite Ultimi (SLU) e di salvaguarda della Vita (SLV) di tipo geotecnico (GEO):

- carico limite verticale;
- scorrimento.

Tali verifiche sono state eseguite secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) tenendo conto, per le verifiche SLU, dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del D.M.17/01/2018. Per le verifiche SLV, si pongono unitari i valori dei coefficienti parziali relativi alle azioni e ai materiali, mentre i valori dei coefficienti parziali delle resistenze adottati sono quelli riportati in Tabella 7.11.II, così come indicato nel paragrafo 7.11.1 del D.M.17/01/2018.

Nella Tabella 9.7 si riportano i valori dei coefficienti parziali relativi alla resistenza per le verifiche sia SLU sia SLV:

Tabella 9.7 Coefficienti parziali sulla resistenza

<i>Verifica</i>	<i>Coefficiente parziale γ_R</i>
-----------------	--

PROGETTAZIONE ATI:

SLU		
Carico limite		2.3
Scorrimento		1.1
Resistenza sulla superficie laterale		1.3
SLV		
Carico limite		2.3
Scorrimento		1.1
Resistenza sulla superficie laterale		1.3

Inoltre, i parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono stati scelti mediando i parametri delle unità geotecniche interessate dal meccanismo.

Carico limite verticale

La verifica a carichi verticali consiste nel confrontare la tensione verticale di contatto, agente sul piano di posa della fondazione, con il carico limite verticale del terreno di fondazione.

La tensione verticale di contatto è calcolata a partire dalle azioni trasmesse dalla sovrastruttura, per le diverse combinazioni di carico.

Il carico limite verticale, sotto l'ipotesi di condizioni drenate, è calcolato utilizzando la seguente formula trinomia:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c' + N_\gamma \gamma_2 \frac{B}{2}$$

dove:

- N_q, N_c, N_γ sono i coefficienti del carico limite;
- γ_1 è il peso specifico del terreno sopra il piano di posa della fondazione;
- γ_2 è il peso specifico del terreno sotto il piano di posa della fondazione;
- D è la profondità del piano di posa;
- c' è la coesione efficace;
- B è la larghezza (lato minore) della fondazione.

Inoltre, si assume che il carico sia centrato. Se il carico è eccentrico si considerano le seguenti dimensioni "corrette" della fondazione, valutate come:

- $B' = B - 2 * e_B$
- $L' = L - 2 * e_L$

dove e_B e e_L sono i valori delle eccentricità del carico rispettivamente lungo la direzione B e L .

In condizioni non drenate il carico limite è espresso come:

$$q_{lim} = \gamma_1 D + 5.14 \cdot c_u$$

dove:

- c_u è la coesione non drenata.

In entrambe le condizioni, i termini della formula del carico limite sono moltiplicati per dei coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna, della forma della fondazione e dell'inclinazione del carico. I valori dei coefficienti correttivi sono calcolati secondo quanto riportato in Viggiani (1999).

Il carico limite di progetto è pari a:

PROGETTAZIONE ATI:

$$q_{limRd} = \frac{q_{lim}}{R_3}$$

dove R_3 è il coefficiente di sicurezza sulle resistenze.

La verifica è soddisfatta se vale la seguente espressione:

$$q_d < q_{limRd}$$

dove:

- q_{limRd} è il carico limite verticale di progetto;

$q_d = \frac{N_d}{B'L'}$ è la massima tensione di contatto verticale di calcolo agente sul piano di posa.

Scorrimento

La verifica a scorrimento consiste nel confrontare l'azione tangenziale di contatto, agente sul piano di posa della fondazione, con la resistenza a scorrimento del terreno.

La tensione tangenziale orizzontale limite è calcolata come:

$$q_{H,lim} = q_v \tan(\phi')$$

dove:

- q_v è la tensione verticale agente sul piano di posa della fondazione;
- ϕ' è l'angolo di attrito efficace del terreno.

La resistenza a scorrimento di progetto è pari a:

$$q_{H,limRd} = \frac{q_{H,lim}}{R_3}$$

dove R_3 è il coefficiente di sicurezza sulle resistenze.

La verifica è soddisfatta se vale la seguente espressione:

$$q_{H,d} < q_{H,limRd}$$

dove:

- $q_{H,limRd}$ è il carico limite orizzontale di progetto del sistema di fondazione;

$q_{H,d} = \frac{T_d}{B'L'}$ è la massima tensione di contatto tangenziale di calcolo agente sul piano di posa.

Stima dei cedimenti

L'ammissibilità dei cedimenti immediati delle fondazioni è stata controllata confrontando il valore del cedimento assoluto sotto il carico trasmesso dalla struttura, depurato dagli effetti indotti dal peso del terreno presente "ante operam", con il corrispondente valore ammissibile.

La stima del cedimento è stata eseguita con la teoria di Poulos & Davis (1974), mediante la relazione:

$$w_0 = \sum (\Delta\sigma z_i - \nu \cdot (\Delta\sigma x_i + \Delta\sigma y_i)) \cdot \frac{\Delta z_i}{E_i}$$

dove:

$$\Delta\sigma z_i = (q/2\pi) \cdot (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma x_i = (q/2\pi) \cdot (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma y_i = (q/2\pi) \cdot (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

E_i = modulo di Young del singolo strato di terreno

Δz_i = altezza del singolo strato di terreno

q = carico netto agente sul terreno.

9.4.1.1. TRATTO 1 - Ponticello sulla Rotatoria Campogiano alla pr. 0+023,60

Verifica a carico limite verticale e a scorrimento - Combinazione SLU – SP1

La verifica è stata eseguita in condizioni drenate:

PROGETTAZIONE ATI:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

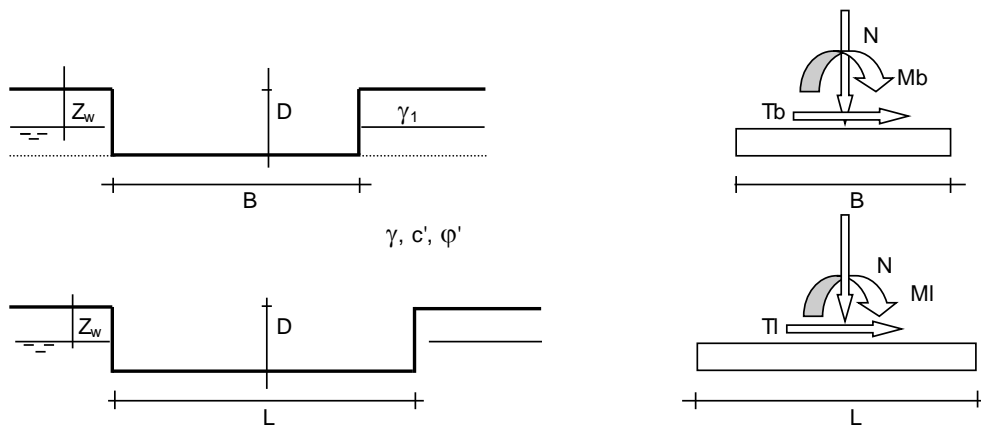
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 5.90 (m)
L = 13.70 (m)
D = 1.80 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15140.83		15140.83
Mb [kNm]	-468.39		-468.39
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-2880.29		-2880.29
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	2880.29	0.00	2880.29

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = -0.03 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.96 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 13.70 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 32.40 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.42 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 23.18$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 35.49$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 30.21$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^*Nq / (L^* Nc)$$

$$s_c = 1.28$$

$$s_q = 1 + B^*\tan\phi' / L^*$$

$$s_q = 1.27$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4^*B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.83$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.70 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.30 \quad m = 1.70 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e
m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\phi'))^m$$

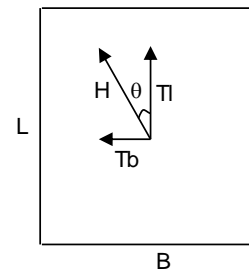
$$i_q = 0.70$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0.69$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\phi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.57$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.08$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (Nc \tan\phi')$$

$$d_c = 1.09$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = \qquad 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 1368.03 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \qquad 185.37 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 594.8 \qquad \geq \qquad q = \qquad 185.37 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO
Carico agente

$$H_d = \qquad 2880.29 \qquad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = \qquad 9624.40 \qquad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \qquad 8749.45 \qquad \geq \qquad H_d = \qquad 2880.29 \qquad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite verticale e a scorrimento - Combinazione SLV – SP1

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

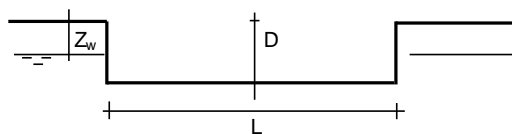
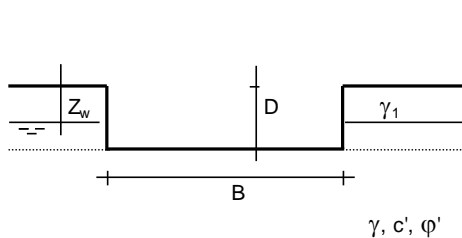
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

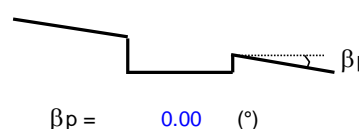
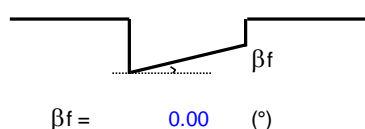
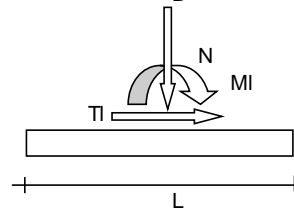
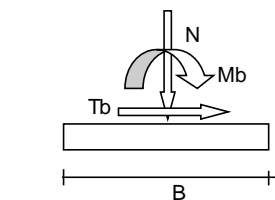
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 5.90 (m)
L = 13.70 (m)
D = 1.80 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	11021.38		11021.38
Mb [kNm]	-185.15		-185.15
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-1989.51		-1989.51
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	1989.51	0.00	1989.51

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = -0.02 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.93 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 13.70 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 32.40 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.42 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 23.18$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_c = 35.49$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 30.21$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.28$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.27$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.83$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.70 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.30 \quad m = 1.70 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

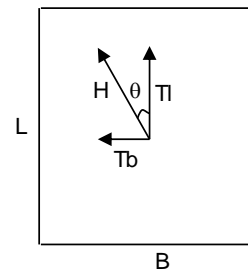
$$i_q = 0.72$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.71$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.59$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.08$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.09$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1403.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 135.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 610.14 \geq q = 135.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 1989.51 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 7049.50 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 6408.64 \geq H_d = 1989.51 \quad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

Calcolo dei cedimenti – SP1

Nel calcolo è stato considerato un carico netto calcolato come differenza tra il carico ottenuto nella combinazione SLE frequente, 11290 kN, e il peso del volume di terreno scavato, ipotizzato pari a 2619 kN ($18 \text{ kN/m}^3 * 1.8 \text{ m} * 5.9 \text{ m} * 13.7 \text{ m}$):

DATI DI INPUT:

B = 5.90 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 13.70 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 8671 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 107.28 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B*L)$))
 ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	GSLA1	5.00	0.0	5.0	0.1	30000	0.30	1.12
2	GS	5.00	5.0	10.0	0.1	40000	0.30	0.42
3	AMA	10.00	10.0	20.0	0.1	25000	0.30	0.00
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 1.54 \text{ (cm)}$$

Verifica a carico limite verticale e a scorrimento - Combinazione SLU – SP2

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

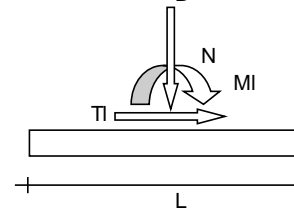
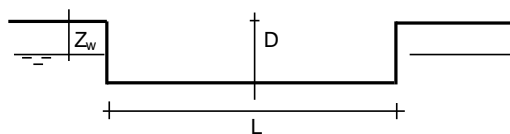
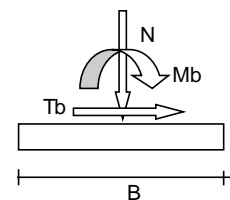
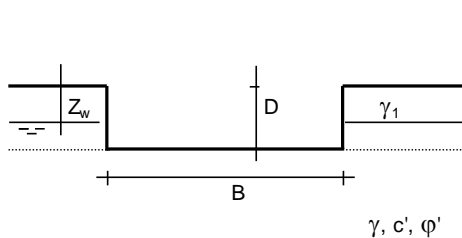
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

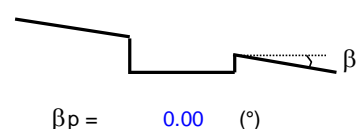
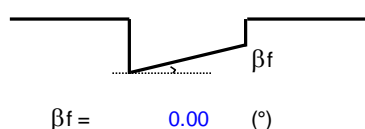
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 5.90 (m)
- L = 14.05 (m)
- D = 1.60 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	17544.09		17544.09
Mb [kNm]	327.79		327.79
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-5906.34		-5906.34
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	5906.34	0.00	5906.34

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.02 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.86 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 14.05 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 28.80 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.76 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 23.18$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 35.49$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 30.21$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.27$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.26$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.83$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.71 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.29 \quad m = 1.71 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

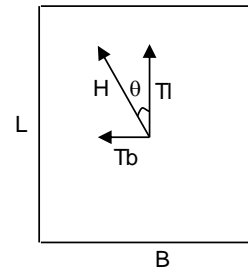
$$i_q = 0.50$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.48$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.34$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.08$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.08$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \qquad 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 843.27 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \qquad 212.99 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 366.64 \qquad \geq \qquad q = \qquad 212.99 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO
Carico agente

$$H_d = \qquad 5906.34 \qquad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = \qquad 11127.51 \qquad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \qquad 10115.92 \qquad \geq \qquad H_d = \qquad 5906.34 \qquad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite verticale e a scorrimento - Combinazione SLV – SP2

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

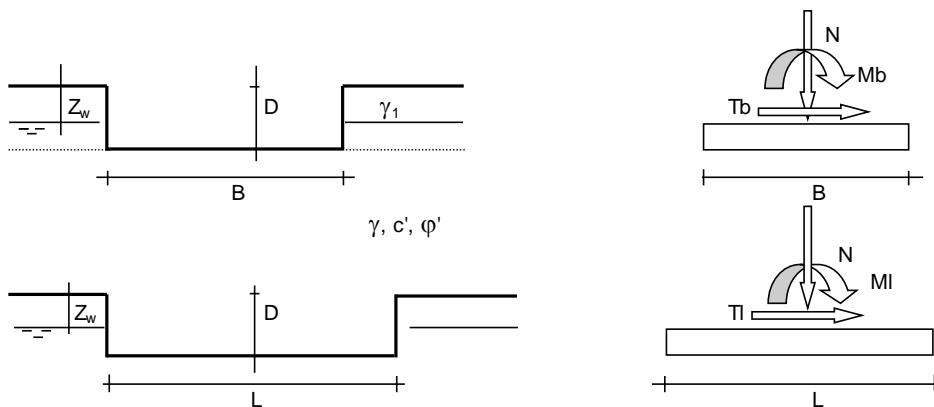
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

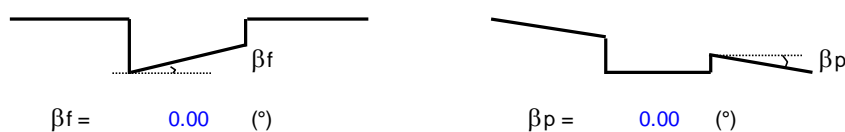
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 5.90 (m)
L = 14.05 (m)
D = 1.60 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	11937.02		11937.02
Mb [kNm]	22.06		22.06
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-2287.34		-2287.34
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	2287.34	0.00	2287.34

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.90 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 14.05 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 28.80 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.76 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 23.18$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 35.49$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 30.21$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.27$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.26$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.83$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.70 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.30 \quad m = 1.70 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cotg \varphi'))^m$$

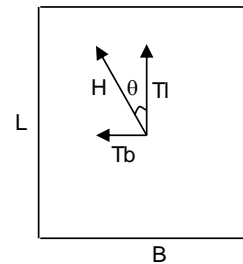
$$i_q = 0.70$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.69$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.57$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.07$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$d_c = 1.08$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = \qquad 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 1284.85 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \qquad 144.09 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 558.63 \qquad \geq \qquad q = \qquad 144.09 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO
Carico agente

$$H_d = \qquad 2287.34 \qquad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = \qquad 7624.76 \qquad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \qquad 6931.6 \qquad \geq \qquad H_d = \qquad 2287.34 \qquad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

Calcolo dei cedimenti – SP2

Nel calcolo è stato considerato un carico netto calcolato come differenza tra il carico ottenuto nella combinazione SLE frequente, 11649 kN, e il peso del volume di terreno scavato, ipotizzato pari a 2387 kN ($18 \text{ kN/m}^3 * 1.6 \text{ m} * 5.9 \text{ m} * 14.05 \text{ m}$):

DATI DI INPUT:

B =	5.90	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	14.05	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	9262	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	111.73	(kN/mq)	(Pressione Agente ($q = N/(B*L)$))
ns =	3	(-)	(numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	GSLA1	5.00	0.0	5.0	0.1	30000	0.30	1.16
2	GS	5.00	5.0	10.0	0.1	40000	0.30	0.44
3	AMA	20.00	10.0	30.0	0.1	25000	0.30	0.00
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 1.60 \text{ (cm)}$$

9.4.1.2. TRATTO 1 - Ponticello sulla Rotatoria Campogiano alla pr. 0+153,14

Verifica a carico limite verticale e a scorrimento - Combinazione SLU – SP1

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

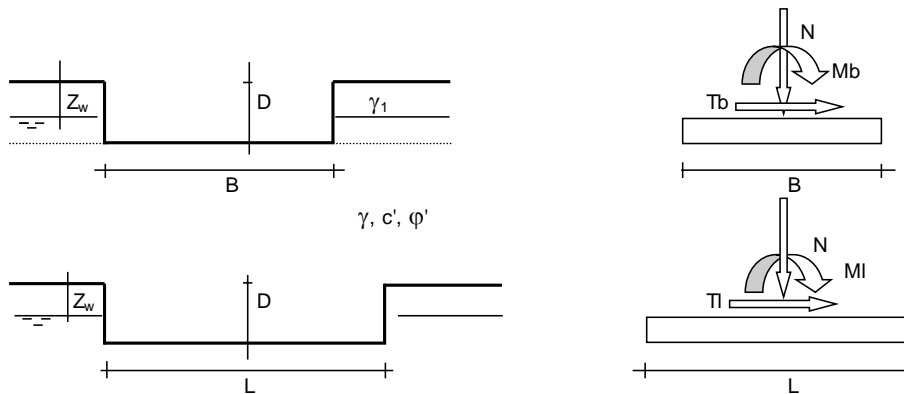
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

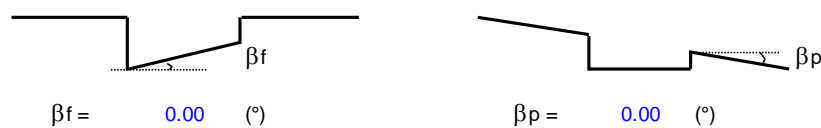
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

- B = 5.90 (m)
- L = 13.30 (m)
- D = 1.75 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input permanenti	temporanee	
N [kN]	14698.76		14698.76
Mb [kNm]	-454.72		-454.72
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-2796.19		-2796.19
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	2796.19	0.00	2796.19

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = -0.03 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.96 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 13.30 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 31.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.51 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 23.18$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 35.49$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 30.21$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.29$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.28$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.82$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.69 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.31 \quad m = 1.69 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

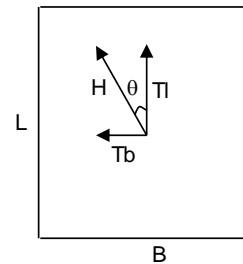
$$i_q = 0.70$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.69$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.57$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.08$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$d_c = 1.08$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1352.87 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 185.37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 588.2 \geq q = 185.37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 2796.19 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 9343.39 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 8493.99 \geq H_d = 2796.19 \quad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite verticale e a scorrimento - Combinazione SLV – SP1

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

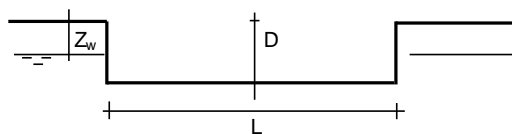
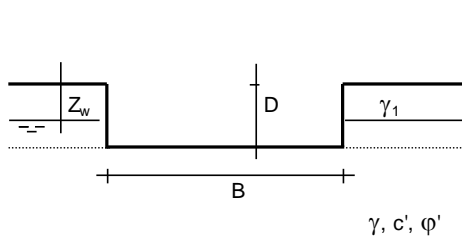
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

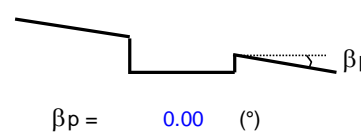
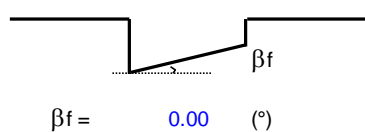
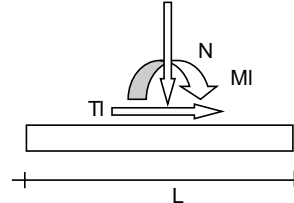
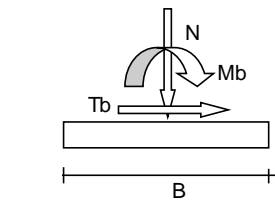
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 5.90 (m)
L = 13.30 (m)
D = 1.75 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	10699.58		10699.58
Mb [kNm]	-179.74		-179.74
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-1931.43		-1931.43
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	1931.43	0.00	1931.43

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = -0.02 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.93 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 13.30 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 31.50 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.51 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 23.18$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 35.49$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 30.21$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.29$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.28$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.82$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.69 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.31 \quad m = 1.69 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

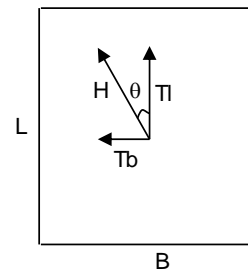
$$i_q = 0.72$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.71$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.59$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.08$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.09$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \quad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = \quad 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = \quad 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \quad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = \quad 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = \quad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 1387.72 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \quad 135.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 603.35 \quad \geq \quad q = \quad 135.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO
Carico agente

$$H_d = \quad 1931.43 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = \quad 6843.68 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \quad 6221.53 \quad \geq \quad H_d = \quad 1931.43 \quad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

Calcolo dei cedimenti – SP1

Nel calcolo è stato considerato un carico netto calcolato come differenza tra il carico ottenuto nella combinazione SLE frequente, 10960 kN, e il peso del volume di terreno scavato, ipotizzato pari a 2472 kN ($18 \text{ kN/m}^3 * 1.75 \text{ m} * 5.9 \text{ m} * 13.3 \text{ m}$):

DATI DI INPUT:

- B = 5.90 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 13.30 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 8488 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 108.17 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B*L)$))
 ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	GSLA1	5.00	0.0	5.0	0.1	30000	0.30	1.13
2	GS	5.00	5.0	10.0	0.1	40000	0.30	0.42
3	AMA	20.00	10.0	30.0	0.1	25000	0.30	0.00
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$\delta_{ctot} = 1.55 \text{ (cm)}$

Verifica a carico limite verticale e a scorrimento - Combinazione SLU – SP2

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

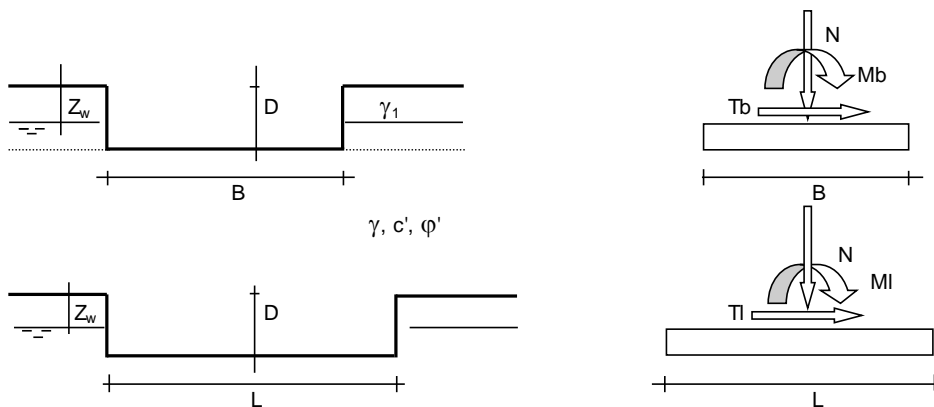
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 5.90 (m)
- L = 11.80 (m)
- D = 1.50 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	14734.54		14734.54
Mb [kNm]	275.36		275.36
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-4960.48		-4960.48
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	4960.48	0.00	4960.48

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.02 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.86 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 11.80 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 27.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.93 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 23.18$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 35.49$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 30.21$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.32$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.31$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.80$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.67 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.33 \quad m = 1.67 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

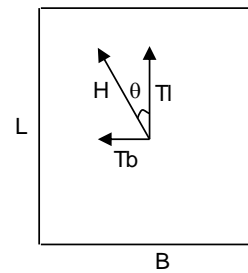
$$i_q = 0.51$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.49$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.34$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.07$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.07$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = \qquad 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 835.00 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \qquad 212.99 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 363.04 \qquad \geq \qquad q = \qquad 212.99 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = \qquad 4960.48 \qquad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = \qquad 9345.52 \qquad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \qquad 8495.93 \qquad \geq \qquad H_d = \qquad 4960.48 \quad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite verticale e a scorrimento - Combinazione SLV – SP2

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

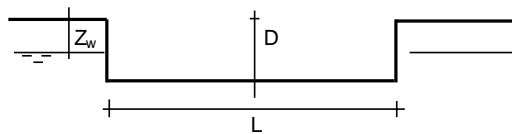
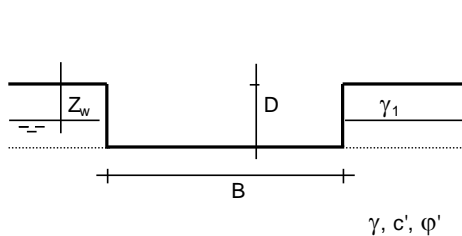
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

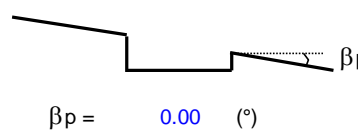
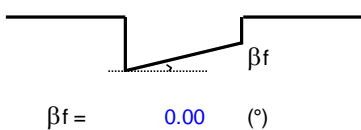
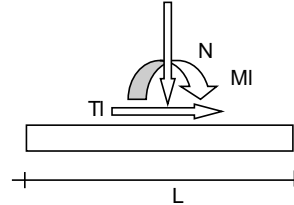
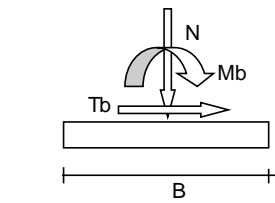
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 5.90 (m)
L = 11.80 (m)
D = 1.50 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	10025.52		10025.52
Mb [kNm]	18.53		18.53
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-1920.57		-1920.57
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	1920.57	0.00	1920.57

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.90 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 11.80 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 27.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.93 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 23.18$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 35.49$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 30.21$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.33$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.31$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4^* B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.80$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.67 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.33 \quad m = 1.67 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

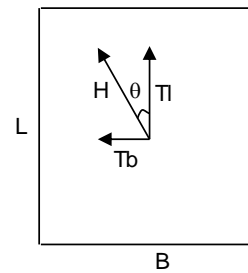
$$i_q = 0.71$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.69$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.57$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.07$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.07$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = \qquad 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 1262.98 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \qquad 144.09 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 549.12 \qquad \geq \qquad q = \qquad 144.09 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO
Carico agente

$$H_d = \qquad 1920.57 \qquad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = \qquad 6403.79 \qquad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \qquad 5821.63 \qquad \geq \qquad H_d = \qquad 1920.57 \quad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

Calcolo dei cedimenti – SP2

Nel calcolo è stato considerato un carico netto calcolato come differenza tra il carico ottenuto nella combinazione SLE frequente, 9783 kN, e il peso del volume di terreno scavato, ipotizzato pari a 1880 kN (18 kN/m³ * 1.5 m * 5.9 m * 11.8 m):

DATI DI INPUT:

B =	5.90	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	11.80	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	7903	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	113.52	(kN/mq)	(Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns =	3	(-)	(numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	GSLA1	5.00	0.0	5.0	0.1	30000	0.30	1.18
2	GS	5.00	5.0	10.0	0.1	40000	0.30	0.42
3	AMA	20.00	10.0	30.0	0.1	25000	0.30	0.00
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 1.60 \text{ (cm)}$$

9.4.1.3. TRATTO 1 - SOTTOPASSO S.S. 77

Verifica a carico limite verticale - Combinazione SLU

La verifica è stata eseguita in condizioni drenate:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

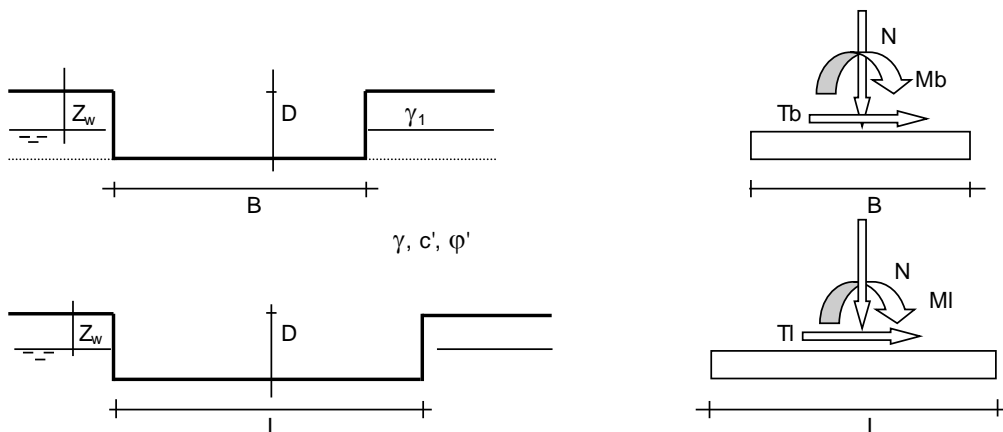
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali						
	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 14.70 (m)
L = 31.50 (m)
D = 5.00 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	77371.37		77371.37
Mb [kNm]	-16088.31		-16088.31
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-17665.55		-17665.55
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	17665.55	0.00	17665.55

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = -0.21 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 15.12 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 31.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 33.30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 46.12$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 48.03$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.35$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.34$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.81$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.68 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.32 \quad m = 1.68 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

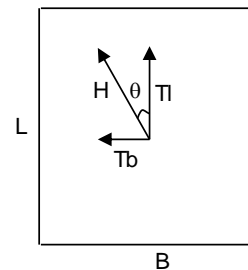
$$i_q = 0.65$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.64$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.50$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.08$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.09$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 2725.22 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 162.49 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1184.88 \geq q = 162.49 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica a carico limite verticale - Combinazione SLV

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot q_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

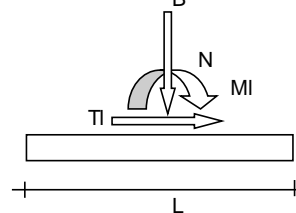
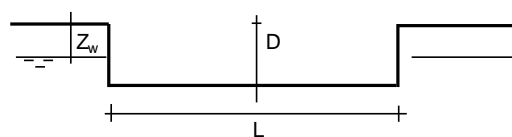
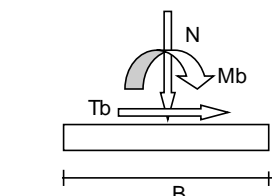
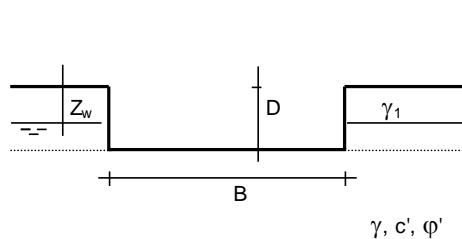
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

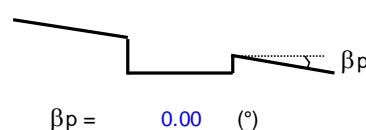
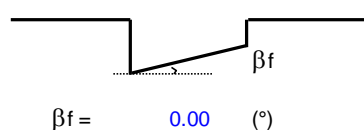
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 14.70 (m)
L = 31.50 (m)
D = 5.00 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	65017.86		65017.86
Mb [kNm]	72504.76		72504.76
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-20932.92		-20932.92
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	20932.92	0.00	20932.92

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 1.12 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 12.47 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 31.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 33.30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 46.12$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 48.03$$

PROGETTAZIONE ATI:

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.29$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.28$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.84$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.72 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.28 \quad m = 1.72 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

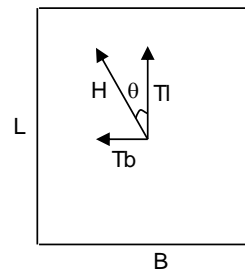
$$i_q = 0.51$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.50$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.35$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.10$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.11$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \quad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$b_c = \quad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \quad 1.00$$

 g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \quad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$g_c = \quad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 1872.03 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \quad 165.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 813.92 \quad \geq \quad q = \quad 165.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Calcolo dei cedimenti

Nel calcolo è stato considerato un carico netto calcolato come differenza tra il carico ottenuto nella combinazione SLE frequente, 59155 kN, e il peso del volume di terreno scavato, ipotizzato pari a 46305 kN (20 kN/m³ * 5 m * 14.7 m * 31.5 m):

DATI DI INPUT:

B = 14.70 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 31.50 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 12850 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 27.75 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
 ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	GSLA1	1.00	0.0	1.0	0.1	30000	0.30	0.07
2	GS	8.00	1.0	9.0	0.1	40000	0.30	0.37
3	AMA	40.00	9.0	49.0	0.1	25000	0.30	0.05
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 0.49 \text{ (cm)}$$

9.4.1.4. TRATTO 1 – SOTTOPASSO FAUNISTICO

Per quest'opera la verifica è stata svolta in condizioni drenate.

Verifica a carico limite verticale – Combinazione SLU

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

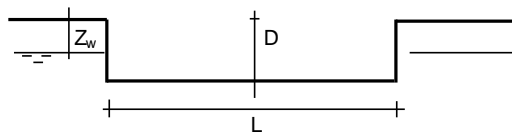
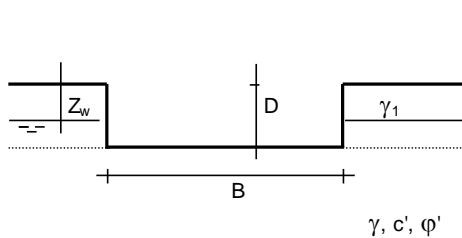
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

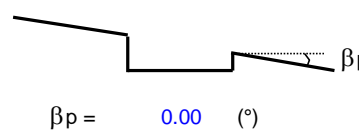
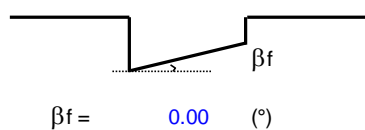
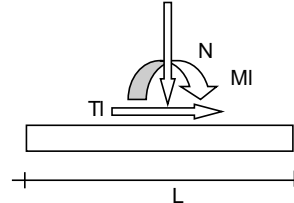
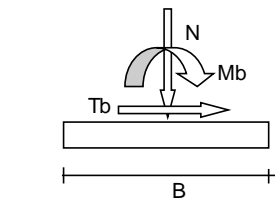
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 6.50 (m)
L = 28.29 (m)
D = 5.00 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	26197.39		26197.39
Mb [kNm]	14852.25		14852.25
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	11858.32		11858.32
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	11858.32	0.00	11858.32

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 6.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.57 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.37 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 28.29 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 95.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.54 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.10$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.09$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.92$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.84 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.16 \quad m = 1.84 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

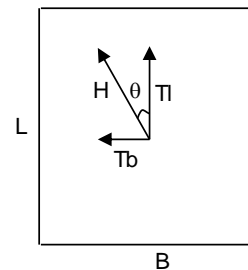
$$i_q = 0.34$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.28$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.19$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.29$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.31$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \qquad 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 615.28 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = \qquad 172.57 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 267.51 \qquad \geq \qquad q = \qquad 172.57 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica a carico limite verticale – Combinazione SLV

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

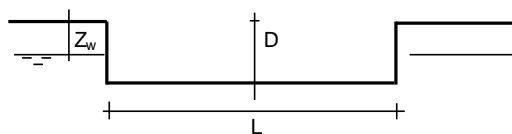
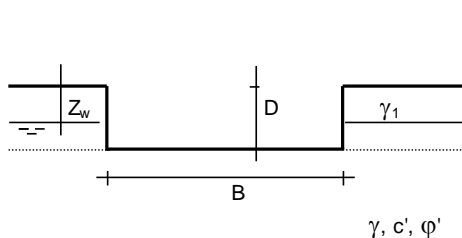
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

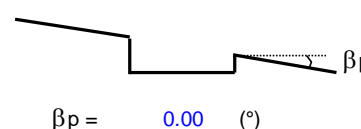
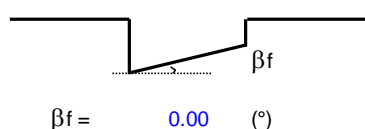
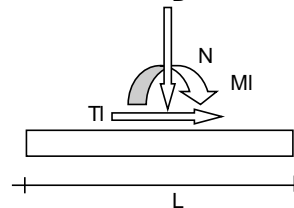
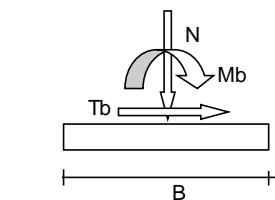
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 6.50 (m)
L = 28.29 (m)
D = 5.00 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	21021.45		21021.45
Mb [kNm]	6297.50		6297.50
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	4311.50		4311.50
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	4311.50	0.00	4311.50

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 6.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.30 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.90 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 28.29 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 95.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.54 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.11$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.10$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.92$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.83 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.17 \quad m = 1.83 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

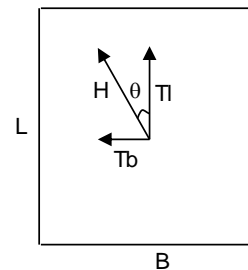
$$i_q = 0.67$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.64$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.53$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.26$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.28$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \qquad 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 1257.02 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B * L^*$$

$$q = \qquad 125.93 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 546.53 \qquad \geq \qquad q = \qquad 125.93 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Calcolo dei cedimenti

Nel calcolo è stato considerato un carico netto calcolato come differenza tra il carico ottenuto nella combinazione SLE frequente, 19333 kN, e il peso del volume di terreno scavato, ipotizzato pari a 18200 kN (20 kN/m³ * 5 m * 6.5 m * 28.0 m):

DATI DI INPUT:

B = 6.50 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 28.29 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 1133 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 6.16 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B \cdot L)$))
 ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	BONIFICA	0.30	0.0	0.3	0.1	30000	0.30	0.00
2	LS3	2.20	0.3	2.5	0.1	3000	0.30	0.32
3	GSLA1	3.50	2.5	6.0	0.1	30000	0.30	0.04
-	GS	6.00	0.0	0.0	1.0	35000	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 0.37 \text{ (cm)}$$

9.4.1.5. TRATTO 2 - SOTTOPASSO VIA FONTESCODELLA
Verifica a carico limite verticale – Combinazione SLU – condizioni drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot q_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

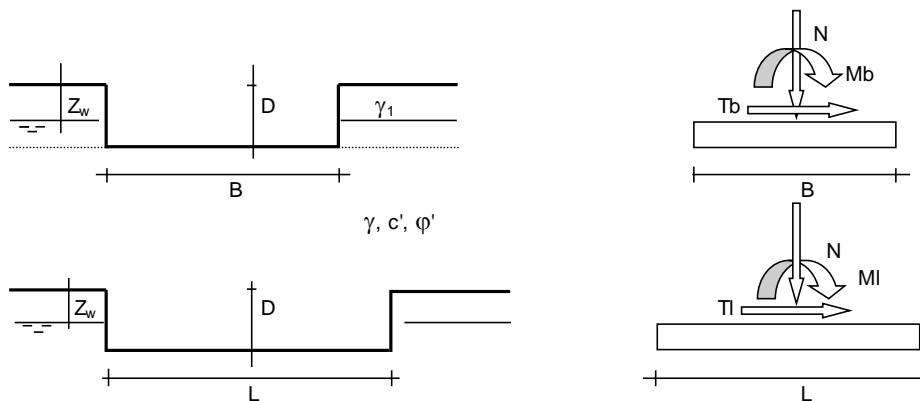
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

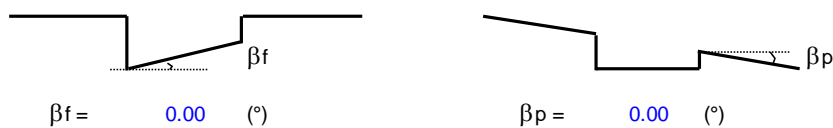
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali				resistenze		
			azioni		proprietà del terreno		q_{lim}	scorr	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'			
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 9.60 (m)
L = 12.50 (m)
D = 4.50 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	19673.88		19673.88
Mb [kNm]	12144.38		12144.38
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-4032.63		-4032.63
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	4032.63	0.00	4032.63

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 15.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 15.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.50 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.62 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 8.37 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 12.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 85.50 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10.04 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 10.66$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 20.72$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 10.88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.34$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.31$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.73$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.60 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.40 \quad m = 1.60 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

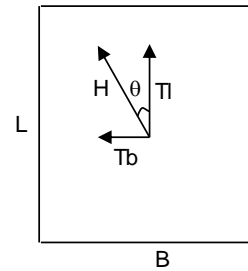
$$i_q = 0.74$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.71$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.61$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.17$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.18$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \qquad 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 1579.51 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \qquad 188.14 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 686.74 \qquad \geq \qquad q = \qquad 188.14 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica a carico limite verticale – Combinazione SLV – condizioni drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

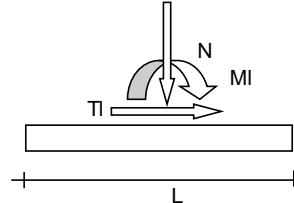
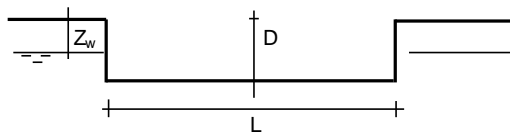
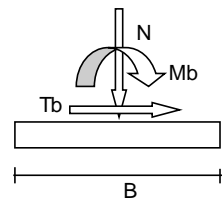
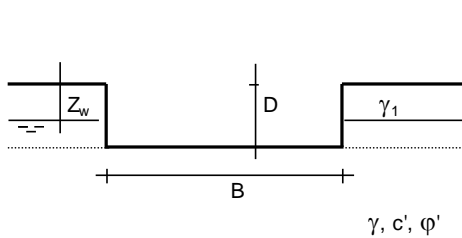
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

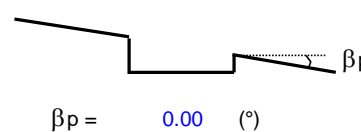
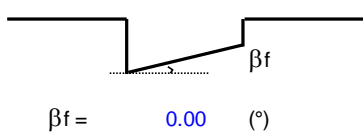
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

- B = 9.60 (m)
- L = 12.50 (m)
- D = 4.50 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	20329.88		20329.88
Mb [kNm]	26115.88		26115.88
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	-4466.75		-4466.75
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	4466.75	0.00	4466.75

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 15.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 15.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.50 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 1.28 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 7.03 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 12.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 85.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10.04 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 10.66$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 20.72$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 10.88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.29$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.26$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.78$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.64 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.36 \quad m = 1.64 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e
m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

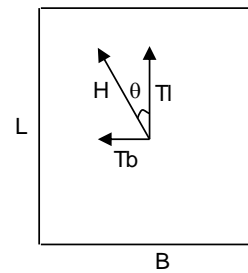
$$i_q = 0.70$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.67$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.57$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.20$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.22$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \qquad 1.00$$

 g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 1468.78 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \qquad 231.32 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 638.6 \qquad \geq \qquad q = \qquad 231.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica a carico limite verticale – Comb. SLU – condizioni non drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

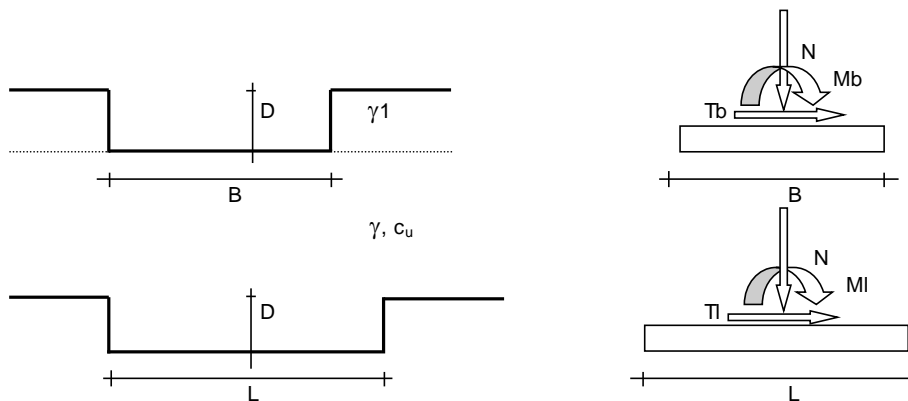
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

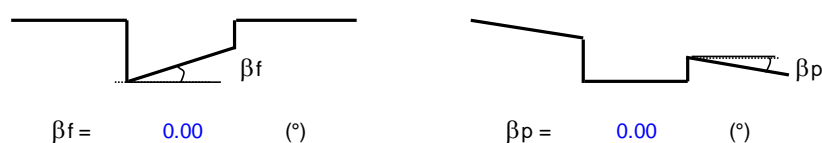
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali				
		azioni		proprietà del terreno	resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.40	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 9.60 (m)
L = 12.50 (m)
D = 4.50 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	19673.88	0.00	19673.88
Mb [kNm]	12144.38	0.00	12144.38
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	-4032.63	0.00	-4032.63
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	4032.63	0.00	4032.63

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 100.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.62 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 100.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 8.37 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 12.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 85.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.13$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.60$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.40$$

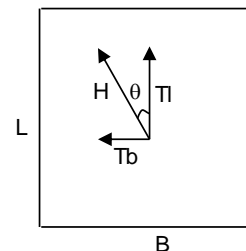
$$\theta = \arctg(T_b/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.60$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.88$$



PROGETTAZIONE ATI:

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.22$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 708.73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 188.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 308.14 \geq q = 188.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica a carico limite verticale – Comb. SLV – condizioni non drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

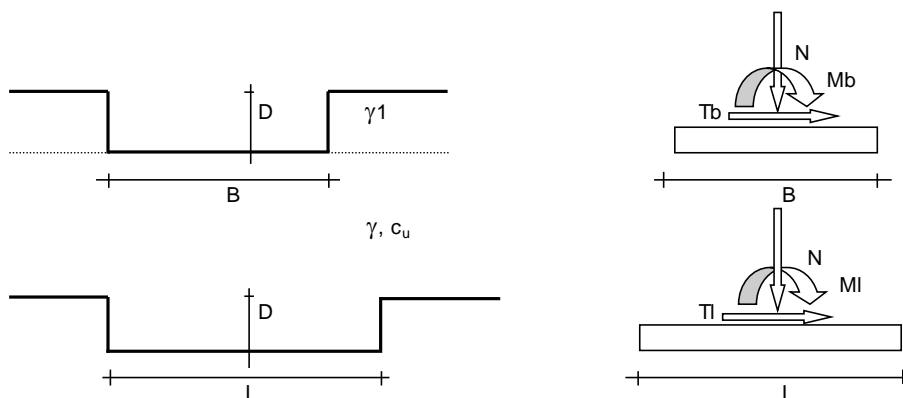
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali						
	azioni		proprietà del terreno	resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.40	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 9.60 (m)
L = 12.50 (m)
D = 4.50 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	20329.88	0.00	20329.88
Mb [kNm]	26115.88	0.00	26115.88
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	-4466.75	0.00	-4466.75
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	4466.75	0.00	4466.75

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 100.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 1.28 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 100.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 7.03 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 12.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 85.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.11$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.64$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.36$$

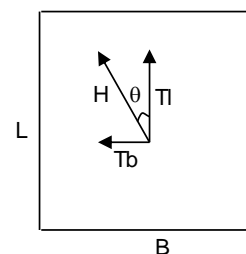
$$\theta = \arctg(T_b/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.64$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.84$$



PROGETTAZIONE ATI:

d_c : fattore di profondità del piano di appoggioper $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$ per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.26$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 687.25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 231.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 298.8 \geq q = 231.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Calcolo dei cedimenti

Nel calcolo è stato considerato un carico netto calcolato come differenza tra il carico ottenuto nella combinazione SLE frequente, 16874 kN, e il peso del volume di terreno scavato, ipotizzato pari a 46305 kN ($19 \text{ kN/m}^3 * 4 \text{ m} * 9.6 \text{ m} * 12.5 \text{ m}$):

DATI DI INPUT:

B = 9.60 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 12.50 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 7754 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 64.62 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	LS4	4.20	0.0	4.2	0.1	10000	0.30	1.90
2	AMA	6.00	4.2	10.2	0.1	25000	0.30	0.66
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$\delta_{ctot} = 2.57$ (cm)

9.4.2. FONDAZIONI SU PALI

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori dei coefficienti parziali da considerare nelle verifiche. Le verifiche sono condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tabella 9.8 – Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche valide per pali trivellati (tab. 6.4.II del DM 17/01/2018).

Resistenza	R3
Base	1,35
Laterale in compressione	1,15
Laterale in trazione	1,25

Il valore della resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata con metodi di calcolo analitici, applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ , che dipendono dal numero di verticali indagate e riportati nella tabella 6.4.IV del DM 17/01/2018.

Tabella 9.9 – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV del DM 17/01/2018).

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

Nel calcolo si considera cautelativamente un fattore di correlazione pari a 1,7 corrispondente a n.1 verticale di indagine.

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali sono stati applicati i coefficienti parziali γ_T riportati nella Tab. 6.4.VI del DM 17/01/2018.

Tabella 9.10 – Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali (tab. 6.4.VI del DM 17/01/2018).

R3
$\gamma_T = 1,3$

Calcolo delle azioni sul singolo palo

Per il calcolo delle azioni sui pali si fa riferimento alla seguente relazione:

$$Q_i = \frac{V}{n} + \frac{V \cdot e_x}{\sum_{i=1}^n x_i^2} x_i + \frac{V \cdot e_y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} y_i$$

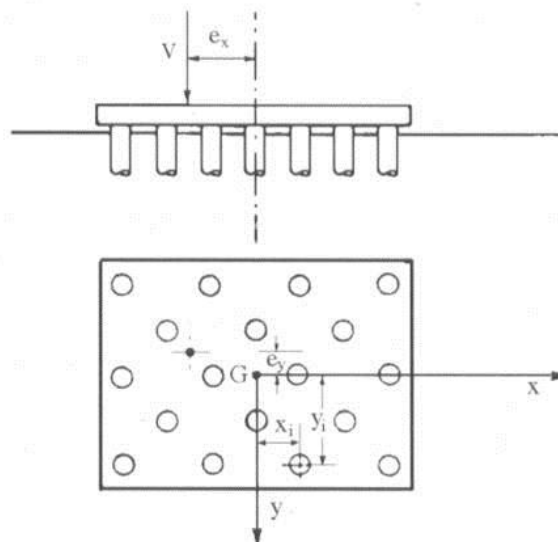


Figura 9.1 – Schema di riferimento per la ripartizione dei carichi

Carico limite verticale

Partendo dalla combinazione dei carichi più gravosa, si considera il massimo sforzo assiale sul palo. Tale valore deve essere confrontato con la capacità portante del palo.

La capacità portante viene definita come:

$$Q_{lim} = Q_B + Q_L$$

dove:

- Q_B indica la portata limite alla base del palo;
- Q_L indica la portata limite per attrito laterale che si sviluppa all'interfaccia palo-terreno.

Le componenti di portata alla base e laterale, Q_B e Q_L , vengono generalmente supposte tra loro indipendenti, dal momento che la loro mobilitazione richiede cedimenti relativi del palo di entità notevolmente diversa tra loro.

Di seguito si riporta la procedura adottata per calcolare il carico limite del palo in condizioni non drenate.

La portata di base del palo viene valutata con l'espressione proposta da Berezantzev (1961):

$$Q_B = p_{lim} \cdot A_B = (N_c \cdot c_u + \sigma_{vL}) \cdot A_B$$

dove:

- σ_{vL} è la tensione geostatica verticale nel terreno alla profondità corrispondente alla punta del palo.
- A_B è l'area di base del palo.
- N_c è il coefficiente di capacità portante che è funzione della coesione
- c_u è la coesione non drenata alla quota della punta del palo.

Il valore di N_c , in condizioni non drenate, è assunto pari a 9.

La portata per adesione laterale di un palo in condizioni non drenate è definita come:

$$Q_L = \pi \cdot D \int \alpha \cdot c_u \cdot dz.$$

Dove si è implicitamente assunta l'adesione una frazione della coesione non drenata.

Sulla base delle raccomandazioni AGI, è possibile desumere i valori di α dalla seguente tabella:

Tabella 9.11 - Valori del coefficiente α secondo le raccomandazioni AGI

pali trivellati	c_u	α	$Q_a \text{ max}$
	(kPa)	(-)	(kPa)
	<25	0.9	10
	25 ÷ 50	0.8	
	50 ÷ 75	0.6	
	≥ 75	0.4	

Per quanto concerne la capacità portante limite alla base (Q_b), in condizioni drenate, per un mezzo dotato di coesione e attrito si pone:

$$Q_b = (N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c) \cdot A_b$$

in cui σ_{vL} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità della base del palo ed N_q e N_c sono fattori adimensionali funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto L/D.

Tra i due parametri sussiste la relazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi$$

Per i pali di grande diametro la resistenza alla punta è espressa come:

$$Q_b = N_q \cdot \sigma_{vL}' \cdot A_b$$

dove si assume nulla la coesione e il coefficiente N_q assume i valori riportati nella Figura 9.2.

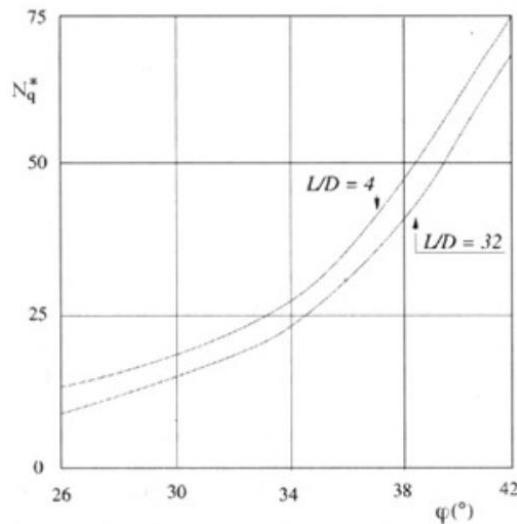


Figura 9.2 – Andamento del coefficiente N_q^* in funzione di ϕ al variare di L/D

Per quanto riguarda la capacità portante sul fusto è possibile esprimerla come:

$$Q_1 = \pi \cdot D \int \mu \cdot k \cdot \sigma'_v \cdot dz$$

dove:

- D = diametro del palo;
- μ = coefficiente di attrito palo-terreno, assunto pari a $\text{tg}(\phi)$;
- k = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità, assunto pari a k_0 ;
- σ'_v = tensione verticale efficace alla profondità z .

L'integrale avrà come estremi di integrazione la profondità dal piano di campagna a cui inizia lo strato in esame (z_1) e la profondità alla quale termina lo strato (z_2).

Carico limite orizzontale

Il calcolo della capacità portante orizzontale è stato condotto con il metodo proposto da Broms (1964), considerando lo schema di palo impedito di ruotare in testa. In particolare, per questa condizione si individuano 3 possibili cinematismi di rottura e, in condizioni drenate, le espressioni della resistenza a carichi orizzontali è espressa come:

$$H_{im} = 1.5 \cdot L^2 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \quad \text{Palo corto}$$

$$H_{im} = \frac{\left(\frac{1}{2} \cdot L^3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d - M_y \right)}{L} \quad \text{Palo intermedio}$$

$$H_{im} = 3 \sqrt{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \quad \text{Palo lungo}$$

dove:

- M_y momento di plasticizzazione del palo;
- d diametro del palo;
- k_p coefficiente di spinta passiva;

PROGETTAZIONE ATI:

- L lunghezza del palo
- γ peso di volume del terreno

In condizioni non drenate le espressioni diventano:

$$H_{lim} = 9c_u d(L - 1.5d) \quad \text{Palo corto}$$

$$H_{lim} = c_u d^2 \left(-9 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5} \right) \quad \text{Palo intermedio}$$

$$H_{lim} = c_u d^2 \left(-13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}} \right) \quad \text{Palo lungo}$$

dove:

- M_y momento di plasticizzazione della sezione in c.a.;
- d diametro del palo;
- c_u coesione non drenata;
- L lunghezza del palo;

In entrambe le condizioni, la capacità portante orizzontale caratteristica del palo è il minimo tra $H_{lim,corto}$, $H_{lim,intermedio}$ e $H_{lim,lungo}$, da cui è possibile ottenere la capacità portante di progetto dividendo per il coefficiente parziale di sicurezza:

$$H_{Rd} = \frac{H_{lim}}{\gamma_T}$$

dove γ_T è il coefficiente di sicurezza per carico limite orizzontale.

La verifica è soddisfatta se vale la seguente espressione:

$$H_d < H_{Rd}$$

dove: H_{Rd} è il carico limite orizzontale di progetto del palo
 H_d è la massima forza orizzontale di calcolo sul palo

Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Per il calcolo delle sollecitazioni sul fusto del palo si è utilizzato lo schema di trave "alla Winkler". In particolare, si ipotizza che la rigidità delle molle cresca linearmente con la profondità secondo la relazione:

$$k_h = n_h \cdot d$$

dove:

- k_h è la rigidità della molla;
- n_h è il parametro di rigidità;
- d è il diametro del palo.

I valori assegnati al parametro n_h sono riportati nella Tabella 7.1.

Verifiche agli SLE

Di seguito si riporta il metodo di calcolo utilizzato per il calcolo del cedimento della fondazione su pali.

L'analisi del comportamento di una palificata ha origine dallo studio del palo singolo. Considerando poi gli effetti di gruppo, è possibile valutare il cedimento della palificata.

PROGETTAZIONE ATI:

Palo singolo (metodo analitico semplificato dovuto a Randolph e Wroth, 1978)

Si considera il palo immerso in un mezzo elastico, considerando separatamente l'interazione con tale mezzo della superficie laterale e della base del palo e sommando le due soluzioni. Il cedimento del palo può essere valutato con la seguente espressione:

$$\frac{Q}{w r_0 G_L} = \frac{\frac{4}{1-\nu} \frac{\eta}{\xi} + \frac{2\pi\rho}{\zeta} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{1}{\pi\lambda} \frac{4}{1-\nu} \frac{\eta}{\xi} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{r_0}}$$

nella quale appaiono i seguenti parametri dimensionali:

$$\eta = \frac{r_b}{r_0} \quad \text{per pali a base allargata}$$

$$\xi = \frac{G_L}{G_b} \quad \text{per pali poggianti su di uno strato di elevata rigidezza}$$

$$\rho = \frac{G_m}{G_L} \quad \text{per pali immersi in un terreno con rigidezza variabile}$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_L} \quad \text{rigidezza relativa palo terreno}$$

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right); \quad \text{con } \zeta = \ln\left\{ [0.25 + (2.5\rho(1-\nu) - 0.25)\xi] \frac{L}{r_0} \right\} \quad (\text{Mandolini, Viggiani})$$

$$\mu L = \sqrt{\frac{2}{\zeta \cdot \lambda}} \frac{L}{r_0}$$

dove

- r_0 raggio del palo;
- r_b raggio del palo alla base;
- G_L modulo di elasticità trasversale del materiale a profondità L ,
- G_b modulo di elasticità trasversale del materiale al di sotto della base del palo,
- G_m modulo di elasticità trasversale medio fra la superficie e la profondità L ,
- E_p modulo elastico del materiale costituente il palo.

Pali in gruppo

Il cedimento medio di una palificata può essere stimato come prodotto del cedimento di un palo isolato a parità di carico medio per un coefficiente di amplificazione R_s dipendente da fattori essenzialmente geometrici, come il numero n di pali della palificata, il rapporto s/D fra interasse e diametro dei pali:

$$w_{pal} = w_s R_s$$

Si considera, inoltre, il parametro

$$R_g = R_s / n$$

PROGETTAZIONE ATI:

definito coefficiente di riduzione del gruppo ($1/n \leq R_g \leq 1$) che ha il significato di rapporto tra il cedimento del gruppo e il cedimento che avrebbe il palo singolo assoggettato al carico totale del gruppo e che conserva fino a tale carico un comportamento lineare.

Utilizzando la correlazione fra R_g e il parametro

$$R = \sqrt{\frac{ns}{L}}$$

(Randolph e Clancy, 1993; Mandolini 1994), il valore più probabile del cedimento medio può essere stimato con la seguente relazione:

$$w_{pal} = w_s n R_g = 0,3 n w_s R^{-1,2}$$

9.4.2.1. Ponte Chienti

Le fondazioni del Ponte Chienti sono costituite da plinti su pali. In particolare, si sono adottati 15 pali trivellati in C.A. $\Phi 1200$ con lunghezza di 20 m per le spalle, mentre per la pila sono stati previsti 13 pali trivellati in C.A. $\Phi 1000$ con lunghezza di 28 m. Nella Figura 9.3 seguente sono riportati il prospetto e la pianta del ponte.

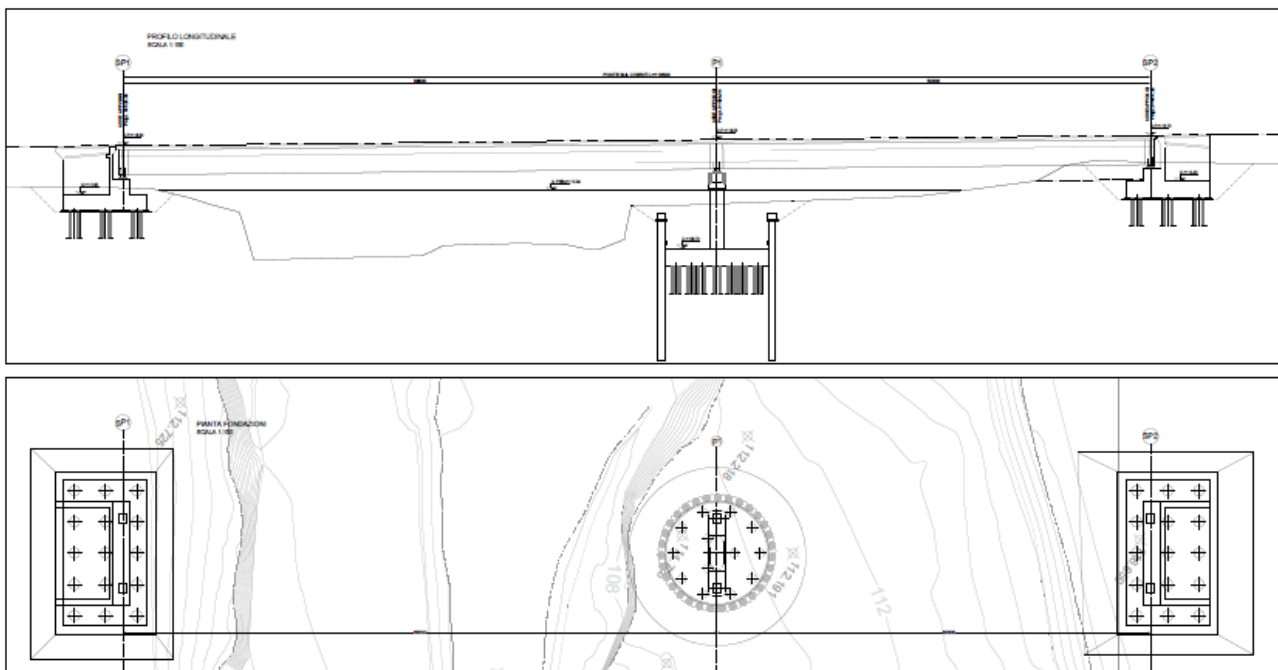


Figura 9.3 - Profilo e pianta delle fondazioni del Ponte Chienti, comprensivi dell'opera provvisoria

La tabella seguente riassume le sollecitazioni massime e minime, calcolate all'intradosso dei plinti di fondazione nelle combinazioni SLU e SLV, alla testa del palo più caricato. Inoltre, si riporta l'azione assiale media calcolata nelle combinazioni SLE frequenti, utilizzata per il calcolo del cedimento.

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 9.12 - Riepilogo sollecitazioni alla testa dei pali

Viadotto Chienti					
	ϕ		Qmax	Qmin	Vmax
	[mm]		kN	kN	kN
Spalle 1 e 2	1200	SLU	2700	> 0	320
		SLV	2300	> 0	660
		SLE	1700		-
Pila	1000	SLU	4720	> 0	110
		SLV	2700	> 0	370
		SLE	2320		-

Si riporta uno stralcio del profilo geotecnico del ponte.

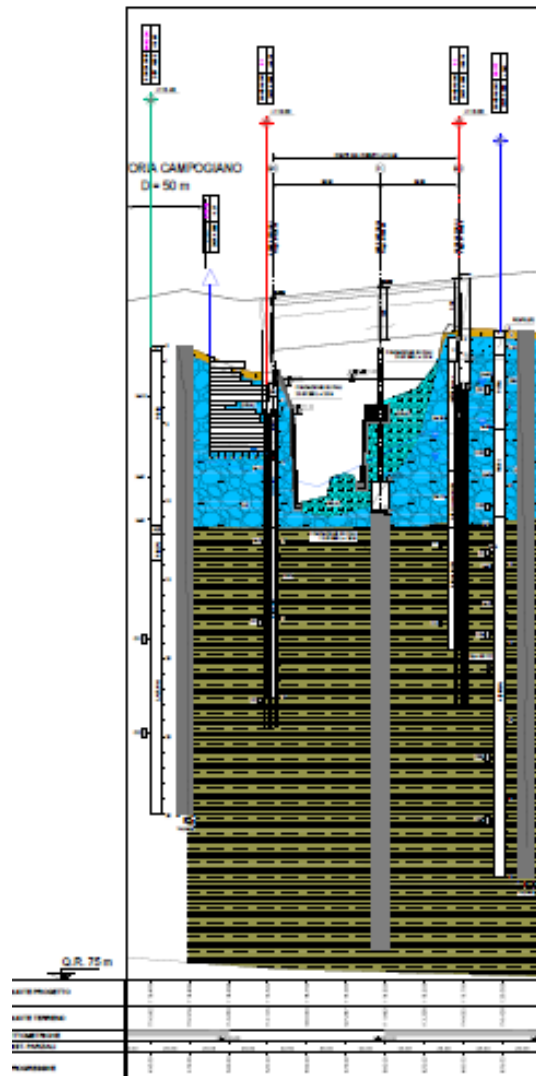


Figura 9.4 - Stralcio del profilo geotecnico del ponte

Per la scelta dei parametri meccanici da assegnare alle unità geotecniche si è fatto maggior riferimento alle informazioni ricavate dai sondaggi BH02-DH, S1, S2 e SD1pz, oltre che alle prove

PROGETTAZIONE ATI:

penetrometriche dinamiche DPSH e SPT, e alle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati dai 4 sondaggi disponibili.

Alle azioni assiali riportate in Tabella 9.12 è stato aggiunto il peso proprio del palo ed è stata sottratta la spinta idraulica.

Spalla 1

Carico limite verticale

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE:		OPERA:	
DATI DI INPUT:			
Diametro del Palo (D):	1.20 (m)	Area del Palo (Ap):	1.131 (m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	2.50 (m)	Quota falda dal p.c. (z _u):	-2.30 (m)
Carico Assiale Permanente (G):	3042.49 (kN)	Carico Assiale variabile (Q):	(kN)
Numero di strati	3	Lpalo =	20.00 (m)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
	permanenti	variabili	permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{s trac}
A1+M1+R1	1.00	1.30	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
A2+M1+R2	1.00	1.00	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
A1+M1+R3	1.00	1.30	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _b	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _s	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo			
			γ (kN/m ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u med} (kPa)	k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)
1	1.80	GSLA1	17.50	2.0	32.0	0.47	0.62			
2	5.50	GS	19.50	0.0	35.0	0.43	0.70			
3	12.70	AMA	20.50	32.0	26.0	250.0	0.56	0.49	0.40	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo			
			γ (kN/m ³)	c _{min} (kPa)	φ _{min} (°)	c _{u min} (kPa)	k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)
1	1.80	GSLA1	17.50	2.0	32.0	0.47	0.62			
2	5.50	GS	19.50	0.0	35.0	0.43	0.70			
3	12.70	AMA	20.50	32.0	26.0	250.0	0.56	0.49	0.40	

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q _{s1} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{s1} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	1.80	GSLA1	50.8					50.8				
2	5.50	GS	361.4					361.4				
3	12.70	AMA	4787.8	0.00	9.00	2715.9	3071.6	4787.8	0.00	9.00	4658.5	5268.6

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = 3042.5 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal med} = 3071.6 \text{ (kN)}$
laterale $R_{s,cal med} = 5200.0 \text{ (kN)}$
totale $R_{c,cal med} = 8271.6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal min} = 5268.6 \text{ (kN)}$
laterale $R_{s,cal min} = 5200.0 \text{ (kN)}$
totale $R_{c,cal min} = 10468.7 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_b; R_{b,cal min}/\xi_b) = 1806.8 \text{ (kN)}$
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_s; R_{s,cal min}/\xi_s) = 3058.8 \text{ (kN)}$
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4865.6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

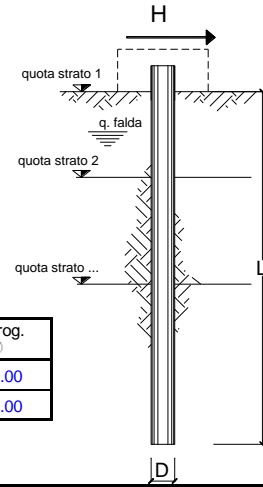
$R_{c,d} = R_{b,cal}/\gamma_b + R_{s,cal}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 3998.2 \text{ (kN)}$
 $F_s = R_{c,d} / N_d$
 $F_s = 1.31$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite orizzontale

opera

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ψ	γ_{cu}	γ_T	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DMB8		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
ξ_4	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	GSLA1	100.00	17.5	17.5	32	3.25		32	3.25	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	GS	98.20	19.5	9.5	35	3.69		35	3.69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	AMA	92.70	20.5	10.5	26	2.56	250	26	2.56	250
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **102.3** (m)
 Diametro del palo D **1.20** (m)
 Lunghezza del palo L **20.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **2792.82** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	1918.2 (kN)		1918.2 (kN)	
Palo intermedio	10887.6 (kN)		10887.6 (kN)	
Palo corto	38832.6 (kN)		38832.6 (kN)	
	H_{med} 1918.2 (kN)	Palo lungo	H_{min} 1918.2 (kN)	Palo lungo
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		1128.38 (kN)	
	H_d = H_k/γ_T		867.98 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	660 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
	F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =	660.00 (kN)		
	FS = H_d / F_d =	1.32		

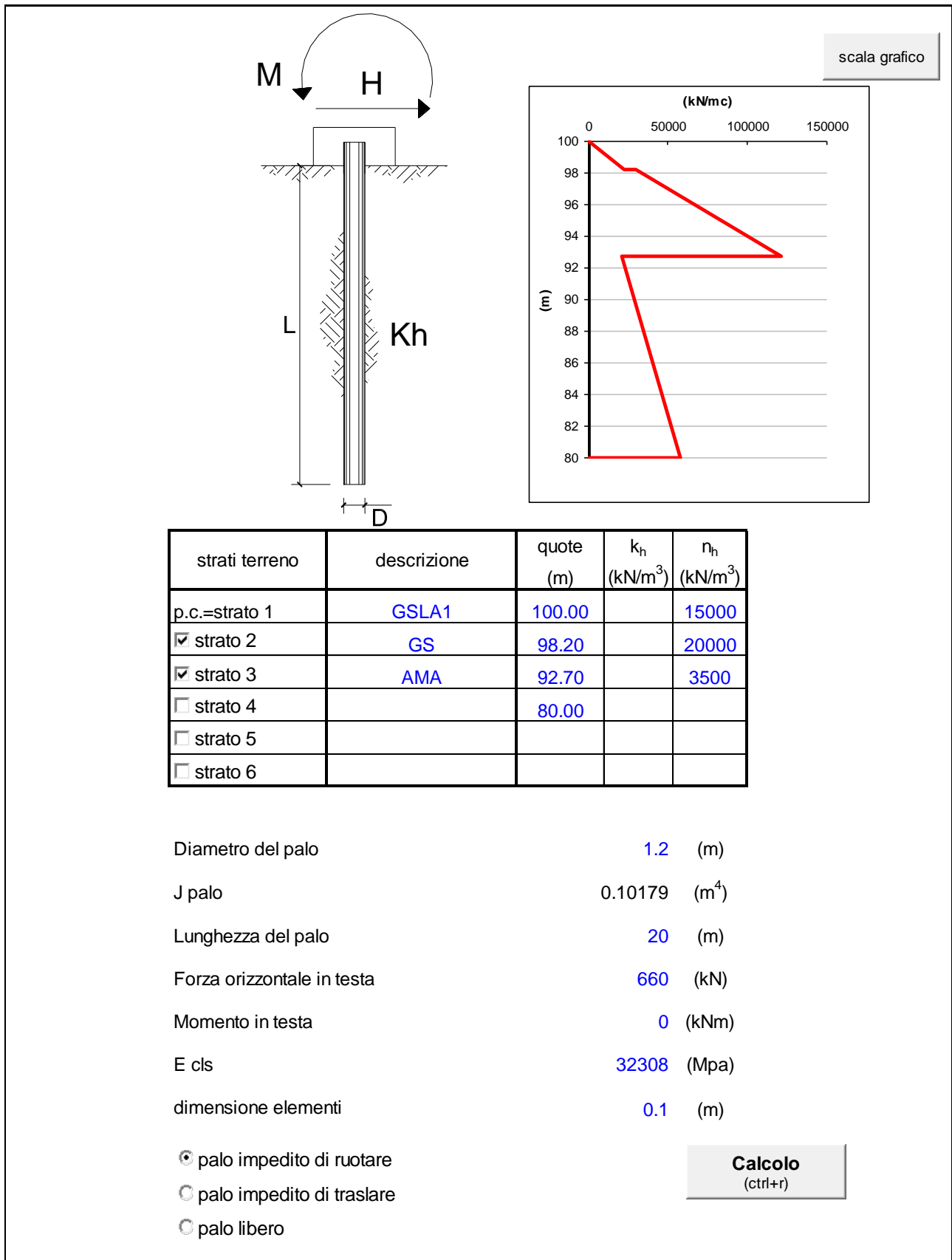
PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche agli SLE

DATI:		
Interasse	3.6	[m]
n° pali	15	[-]
Q	2265.487	[kN]
G _m	13.3	[MPa]
G _L	10.4	[MPa]
G _B	11.5	[MPa]
v	0.3	[-]
E _p	32308	
r _b	0.6	[m]
r ₀	0.6	[m]
L	20	[m]
η	1	
ξ	0.9	
ρ	1.277593	
λ	3111.141	
ζ	4.218138	
μL	0.411503	
Q/wr ₀ G _L	65.09573	[-]
CEDIMENTO PALO SINGOLO:		
w _s	5.6	[mm]
RIGIDEZZA ASSIALE PALO SINGOLO:		
Kh	405596.4	[kN/m]
CEDIMENTO MEDIO DELLA PALIFICATA:		
R	1.643168	
Rg	0.165311	
w _{pal}	13.9	[mm]

Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sul palo. Il palo è armato con 30φ26 e spirale φ12/20.



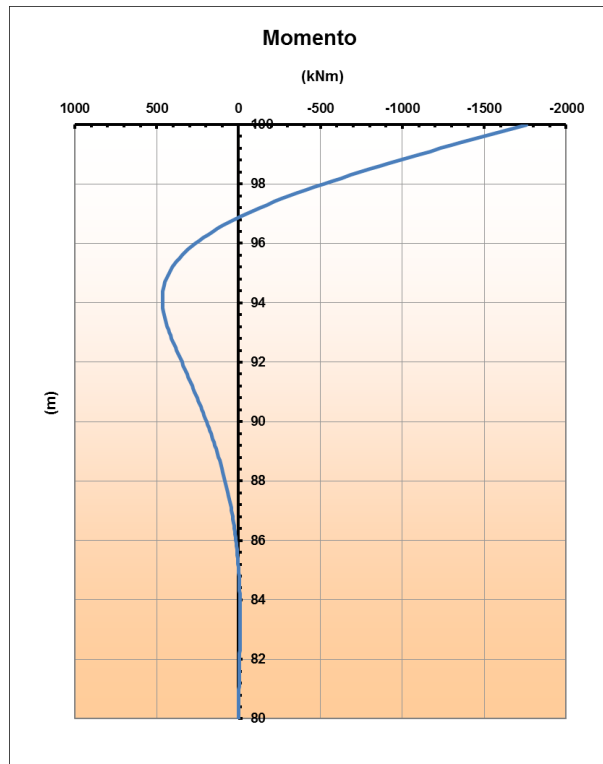


Figura 9.5 - Diagramma del momento flettente sul palo

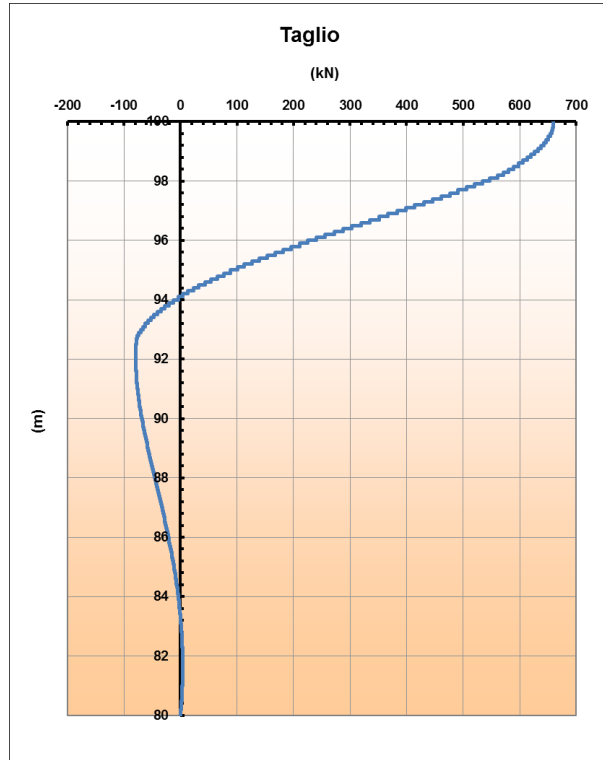


Figura 9.6 - Diagramma del taglio sul palo

PROGETTAZIONE ATI:

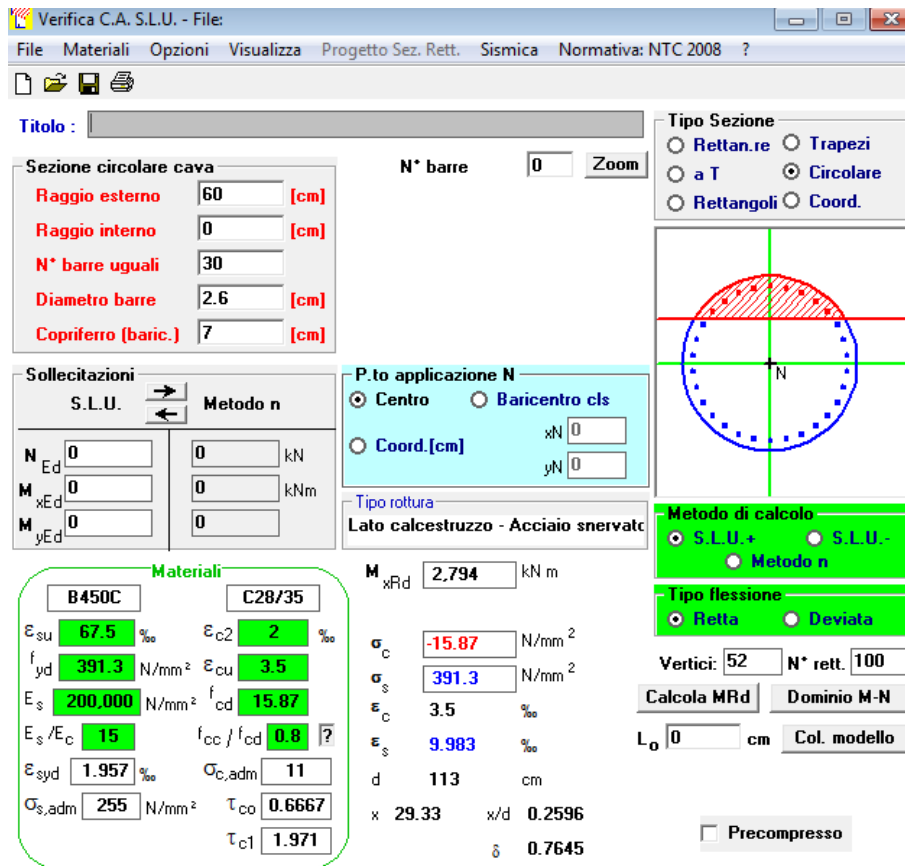


Figura 9.7 - Verifica a flessione

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Larghezza minima della sezione	b _w	1200	mm	
Altezza della sezione	h	960	mm	
Copriferro della sezione	δ	70	mm	
Altezza utile della sezione	d	890	mm	
Diametro delle staffe	d _w	12	mm	
Numero di braccia	n _w	2		
Area totale staffe	A _{sw}	226.08	mm ²	
Passo delle staffe	s	200	mm	
Inclinazione delle staffe	α	90	deg	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg	cot(θ) 2.5
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α _c	1		

Resistenza di calcolo a "taglio-trazione" V_{Rsd} = 885.8 kN $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$

Resistenza di calcolo a "taglio-compresione" V_{Rcd} = 2728.1 kN $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$

Resistenza a taglio della sezione V_{Rd} = 885.8 kN $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

L'incidenza di acciaio per i pali è pari a 120 kg/m.

PROGETTAZIONE ATI:

Pila Chienti

Carico limite verticale

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE:

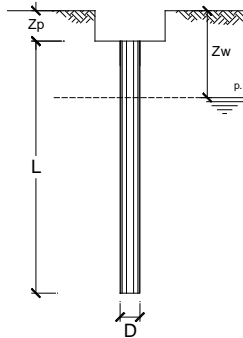
OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (Ap): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 6.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): -8.60 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 5132.54 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 3-2 Lpalo = 28.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{staz}
SUO	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



Strato	Spess	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ	C' med	φ' med	C _u med
1	0.80	GS	19.50	0.0	35.0	
2	19.20	AMA	20.50	32.0	26.0	250.0
3	8.00	AMA	20.50	32.0	26.0	300.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.43	0.70		
0.56	0.49		0.40
0.56	0.49		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ	C' min	φ' min	C _u min
1	0.80	GS	19.50	0.0	35.0	
2	19.20	AMA	20.50	32.0	26.0	250.0
3	8.00	AMA	20.50	32.0	26.0	300.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.43	0.70		
0.56	0.49		0.40
0.56	0.49		0.40

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}	Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}
1	0.80	GS	45.6					45.6				
2	19.20	AMA	6031.9					6031.9				
3	8.00	AMA	3015.9	0.00	9.00	3476.2	2730.2	3015.9	0.00	9.00	7762.0	6096.3

CARICO ASSIALE AGENTE

N_d = N_G · γ_G + N_Q · γ_Q
 N_d = 5132.5 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base R_{b,cal med} = 2730.2 (kN)
 laterale R_{s,cal med} = 9093.4 (kN)
 totale R_{c,cal med} = 11823.6 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base R_{b,cal min} = 6096.3 (kN)
 laterale R_{s,cal min} = 9093.4 (kN)
 totale R_{c,cal min} = 15189.7 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

R_{b,k} = Min(R_{b,cal med}/ξ₃; R_{b,cal min}/ξ₄) = 1606.0 (kN)
 R_{s,k} = Min(R_{s,cal med}/ξ₃; R_{s,cal min}/ξ₄) = 5349.1 (kN)
 R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 6955.1 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

R_{c,d} = R_{b,k}/γ_b + R_{s,k}/γ_s
 R_{c,d} = 5841.0 (kN)

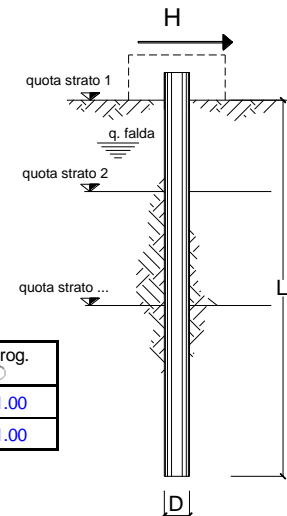
F_s = R_{c,d} / N_d
 F_s = 1.14

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite orizzontale

opera

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_E	γ_{cu}	γ_T
SDU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	GS	100.00	19.5	9.5	35	3.69		35	3.69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	99.20	20.5	10.5	26	2.56	250	26	2.56	250
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	AMA	80.00	20.5	10.5	26	2.56	300	26	2.56	300
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 108.60 (m)
 Diametro del palo D 1.00 (m)
 Lunghezza del palo L 15.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 1533.94 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1687.4 (kN)		1687.4 (kN)	
Palo intermedio	11058.7 (kN)		11058.7 (kN)	
Palo corto	30431.2 (kN)		30431.2 (kN)	
H_{med}	1687.4 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1687.4 (kN) Palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			992.59 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			763.53 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	370 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			370.00 (kN)	
$FS = H_d / F_d =$			2.06	

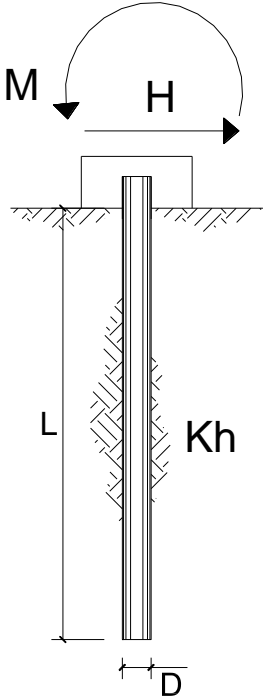
PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche agli SLE

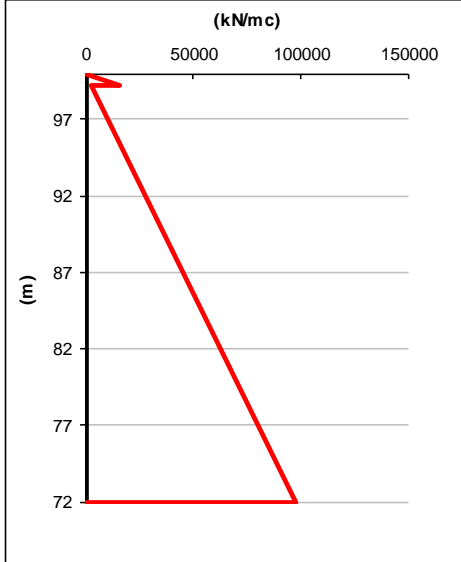
DATI:			
Interasse	3	[m]	
n° pali	13	[-]	
Q	2869.779	[kN]	
G _m	10.6	[MPa]	
G _L	11.5	[MPa]	
G _B	11.5	[MPa]	
v	0.3	[-]	
E _p	32308		
r _b	0.5	[m]	
r ₀	0.5	[m]	
L	28	[m]	
η	1		
ξ	1		
ρ	0.921905		
λ	2800.027		
ζ	4.503654		
μL	0.705244		
Q/wr ₀ G _L	65.71676	[-]	
CEDIMENTO PALO SINGOLO:			
w _s	7.6	[mm]	
RIGIDEZZA ASSIALE PALO SINGOLO:			
Kh	379135.1	[kN/m]	
CEDIMENTO MEDIO DELLA PALIFICATA:			
R	1.180194		
Rg	0.245911		
w _{pal}	24.2	[mm]	

Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sul palo. Il palo è armato con 20φ26 e spirale φ12/20.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	GS	100.00		20000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	99.20		3500
<input type="checkbox"/> strato 3		72.00		
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	1	(m)
J palo	0.04909	(m ⁴)
Lunghezza del palo	28	(m)
Forza orizzontale in testa	370	(kN)
Momento in testa	0	(kNm)
E cls	32308	(Mpa)
dimensione elementi	0.1	(m)

palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

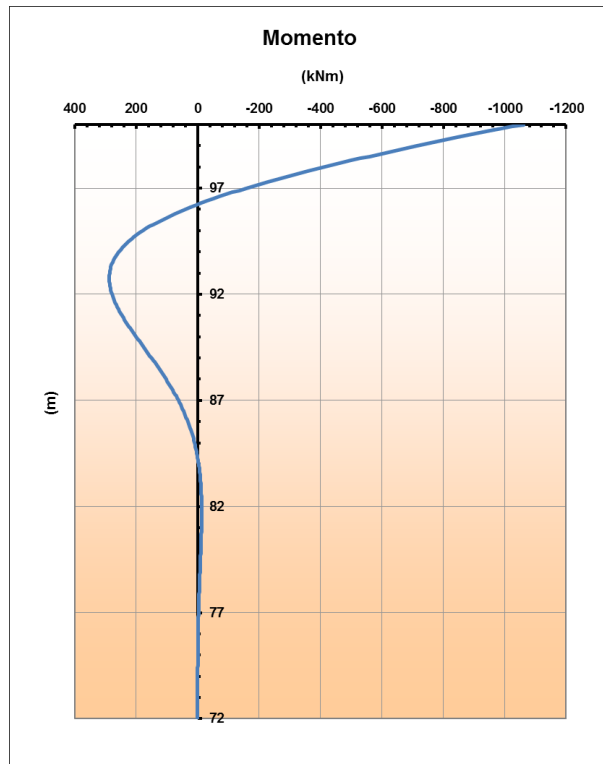


Figura 9.8 - Diagramma del momento flettente sul palo

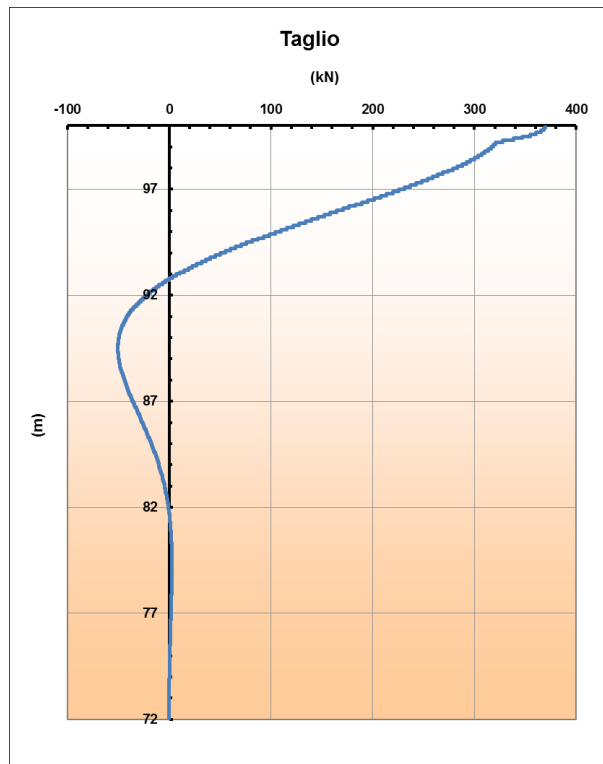


Figura 9.9 - Diagramma del taglio sul palo

PROGETTAZIONE ATI:

Figura 9.10 - Verifica a flessione

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm	
Altezza della sezione	h	800	mm	
Copriferro della sezione	δ	70	mm	
Altezza utile della sezione	d	730	mm	
Diametro delle staffe	d_w	12	mm	
Numero di braccia	n_w	2		
Area totale staffe	A_{sw}	226.08	mm ²	
Passo delle staffe	s	200	mm	
Inclinazione delle staffe	α	90	deg	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg	cot(θ) 2.5
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1		

Resistenza di calcolo a "taglio-trazione" $V_{Rsd} = 726.5 \text{ kN}$ $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$

Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione" $V_{Rcd} = 1864.7 \text{ kN}$ $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = 726.5 \text{ kN}$ $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

L'incidenza di acciaio per i pali è pari a 82 kg/m.

PROGETTAZIONE ATI:

Spalla 2

Carico limite verticale

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE:

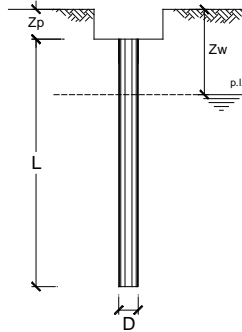
OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): **1.20** (m) Area del Palo (Ap): **1.131** (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): **4.00** (m) Quota falda dal p.c. (z_w): **0.00** (m)
 Carico Assiale Permanente (G): **2590.75** (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati $3 \frac{1}{2}$ Lpalo = **20.00** (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{s+az}
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _b	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _s	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ (kN/m ³)	C' med (kPa)	φ med (°)	Cu med (kPa)
1	2.60	GSLA1	17.50	2.0	32.0	
2	5.60	GS	19.50	0.0	35.0	
3	11.80	AMA	20.50	32.0	26.0	250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.47	0.62		
0.43	0.70		
0.56	0.49		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ (kN/m ³)	C' min (kPa)	φ min (°)	Cu min (kPa)
1	2.60	GSLA1	17.50	2.0	32.0	
2	5.60	GS	19.50	0.0	35.0	
3	11.80	AMA	20.50	32.0	26.0	250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.47	0.62		
0.43	0.70		
0.56	0.49		0.40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Qs _i (kN)	N _q (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	
1	2.60	GSLA1	114.4				114.4					
2	5.60	GS	479.7				479.7					
3	11.80	AMA	4448.5	0.00	9.00	2716.6	3072.4	4448.5	0.00	9.00	4666.0	5277.1

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = 2590.7$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal med} = 3072.4$ (kN)
 laterale $R_{s,cal med} = 5042.6$ (kN)
 totale $R_{c,cal med} = 8115.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal min} = 5277.1$ (kN)
 laterale $R_{s,cal min} = 5042.6$ (kN)
 totale $R_{c,cal min} = 10319.8$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_b; R_{b,cal min}/\xi_b) = 1807.3$ (kN)
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_s; R_{s,cal min}/\xi_s) = 2966.3$ (kN)
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4773.6$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

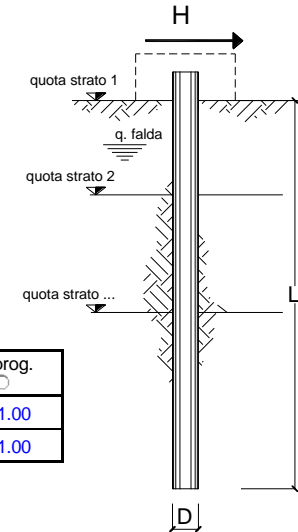
$R_{c,d} = R_{c,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 3918.1$ (kN)
 $F_s = R_{c,d} / N_d$
 $F_s = 1.51$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite orizzontale

opera

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_T
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	GSLA1	100.00	17.5	7.5	32	3.25		32	3.25	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	GS	97.40	19.5	9.5	35	3.69		35	3.69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	AMA	91.80	20.5	10.5	26	2.56	250	26	2.56	250
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 100.00 (m)
 Diametro del palo D 1.20 (m)
 Lunghezza del palo L 15.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 2792.82 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

- palo imbedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	1507.9 (kN)		1507.9 (kN)	
Palo intermedio	4850.9 (kN)		4850.9 (kN)	
Palo corto	22103.9 (kN)		22103.9 (kN)	
H_{med}	1507.9 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1507.9 (kN)
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)			887.00	(kN)
H_d = H_kγ_T			682.31	(kN)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	660	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)	
F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =		660.00	(kN)	
FS = H_d / F_d =		1.03		

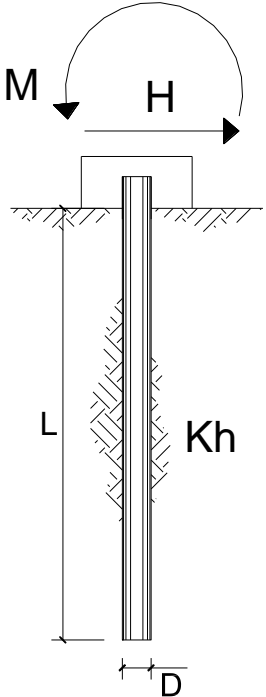
PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche agli SLE

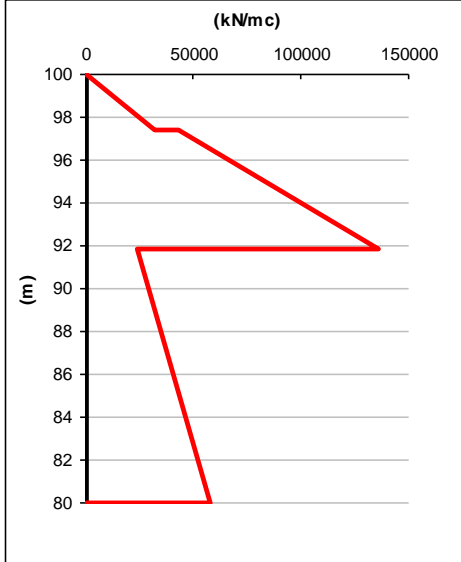
DATI:		
Interasse	3.6	[m]
n° pali	15	[-]
Q	2265.487	[kN]
G _m	13.5	[MPa]
G _L	10.4	[MPa]
G _B	11.5	[MPa]
v	0.3	[-]
E _p	32308	
r _b	0.6	[m]
r ₀	0.6	[m]
L	20	[m]
η	1	
ξ	0.9	
ρ	1.301111	
λ	3111.141	
ζ	4.236158	
μL	0.410627	
Q/wr ₀ G _L	65.93745	[-]
CEDIMENTO PALO SINGOLO:		
w _s	5.5	[mm]
RIGIDEZZA ASSIALE PALO SINGOLO:		
Kh	410841.1	[kN/m]
CEDIMENTO MEDIO DELLA PALIFICATA:		
R	1.643168	
Rg	0.165311	
w _{pal}	13.7	[mm]

Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sul palo. Il palo è armato con 30φ26 e spirale φ12/20.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	η_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	GLA1	100.00		15000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	GS	97.40		20000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	AMA	91.80		3500
<input type="checkbox"/> strato 4		80.00		
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1.2 (m)

J palo 0.10179 (m⁴)

Lunghezza del palo 20 (m)

Forza orizzontale in testa 660 (kN)

Momento in testa 0 (kNm)

E cls 32308 (Mpa)

dimensione elementi 0.1 (m)

palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

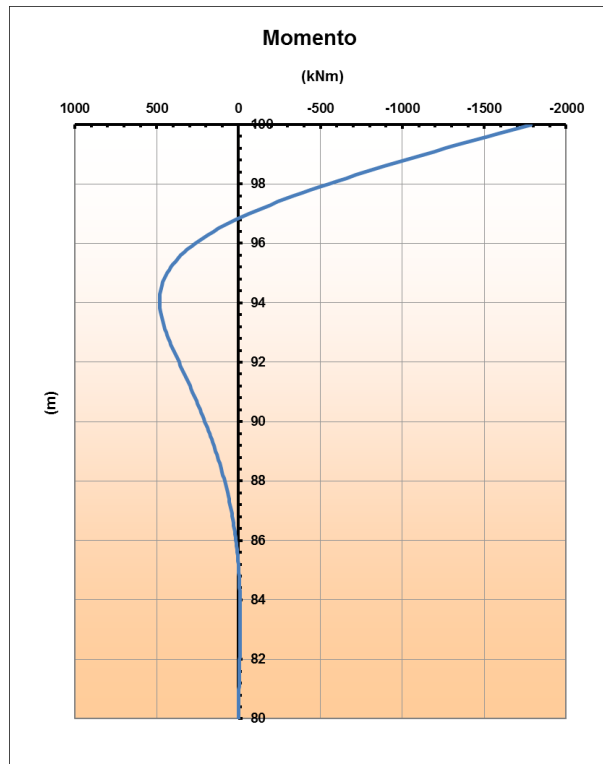


Figura 9.11 - Diagramma del momento flettente sul palo

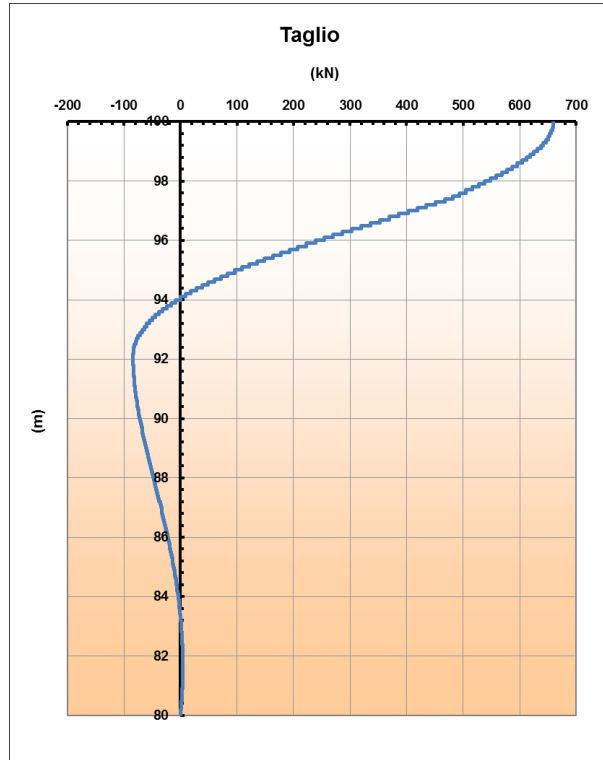


Figura 9.12 - Diagramma del taglio sul palo

PROGETTAZIONE ATI:

Figura 9.13 - Verifica a flessione

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Larghezza minima della sezione	b_w	1200	mm	
Altezza della sezione	h	960	mm	
Copriferro della sezione	δ	70	mm	
Altezza utile della sezione	d	890	mm	
Diametro delle staffe	d_w	12	mm	
Numero di braccia	n_w	2		
Area totale staffe	A_{sw}	226.08	mm ²	
Passo delle staffe	s	200	mm	
Inclinazione delle staffe	α	90	deg	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg	cot(θ) 2.5
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1		

Resistenza di calcolo a "taglio-trazione" $V_{Rsd} = 885.8 \text{ kN}$ $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$

Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione" $V_{Rcd} = 2728.1 \text{ kN}$ $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = 885.8 \text{ kN}$ $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

L'incidenza di acciaio per i pali è pari a 120 kg/m.

PROGETTAZIONE ATI:

9.4.2.2. Viadotto Pieve

Le fondazioni del Viadotto Pieve sono costituite da plinti su pali. In particolare, si sono adottati 20 pali trivellati in C.A. $\Phi 1200$ con lunghezza di 20 m per le spalle, mentre per le pile sono stati previsti 15 pali trivellati in C.A. $\Phi 1000$ aventi una lunghezza di 28 m per le pile 1 e 4, e lunghezza 35 m per le pile 2 e 3. Nella Figura 9.14 sono riportati il prospetto e la pianta del ponte.

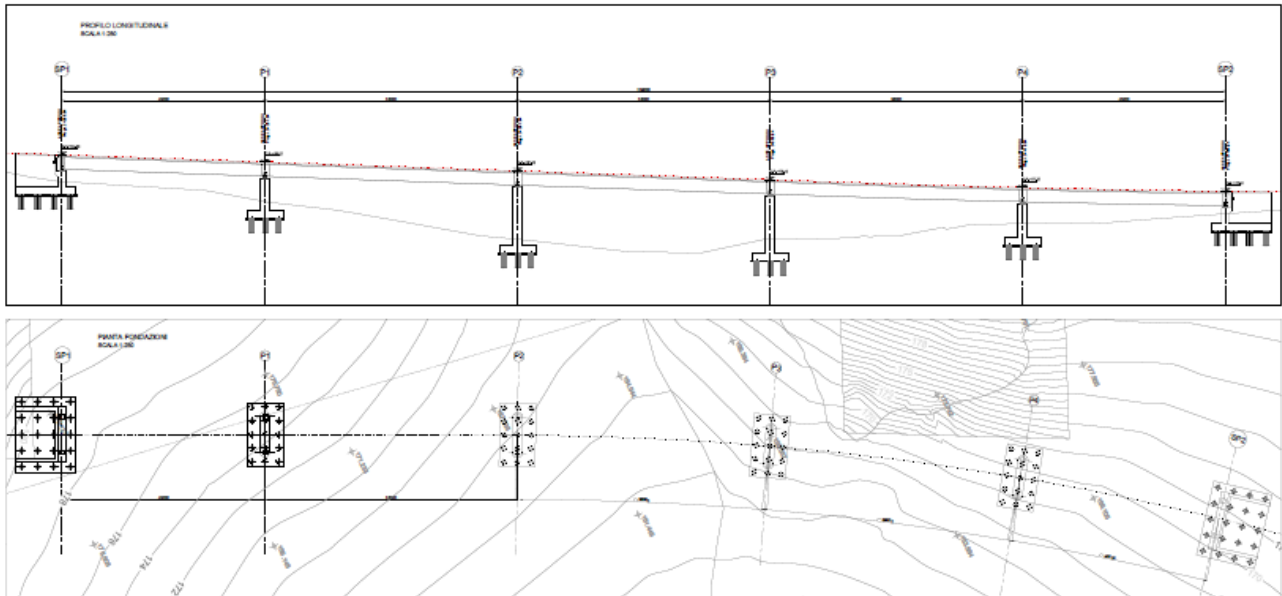


Figura 9.14 - Profilo e pianta delle fondazioni del Viadotto Pieve

La tabella seguente riassume le sollecitazioni massime e minime, calcolate all'intradosso dei plinti di fondazione nelle combinazioni SLU e SLV, alla testa del palo più caricato. Inoltre, si riporta l'azione assiale media calcolata nelle combinazioni SLE frequenti, utilizzata per il calcolo del cedimento.

Tabella 9.13 - Riepilogo sollecitazioni alla testa dei pali

Viadotto Pieve					
	ϕ		Qmax	Qmin	Vmax
	[mm]		kN	kN	kN
Spalla 1	1200	SLU	2630	> 0	360
		SLV	2750	> 0	710
		SLE	1750		-
Spalla 2	1200	SLU	2800	> 0	400
		SLV	2800	> 0	770
		SLE	1780		-
Pile 2 e 3	1000	SLU	3330	> 0	80
		SLV	3840	-560	425
		SLE	1740		-
Pile 1 e 4	1000	SLU	2930	> 0	70
		SLV	1890	> 0	200
		SLE	1500		-

PROGETTAZIONE ATI:

Si riporta uno stralcio del profilo geotecnico del viadotto.

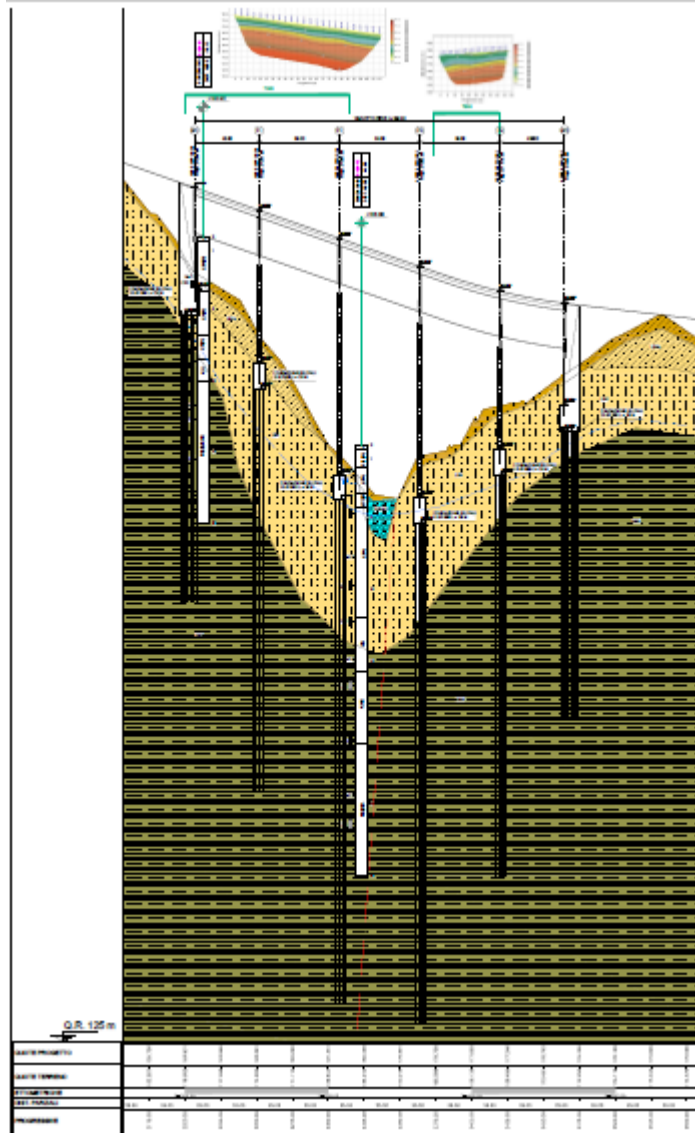


Figura 9.15 - Stralcio del profilo geotecnico del ponte

Per la scelta dei parametri meccanici da assegnare alle unità geotecniche si è fatto maggior riferimento alle informazioni ricavate dai sondaggi BH04-IN e BH05-PZ, oltre che alle prove penetrometriche dinamiche SPT, e alle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati dai 2 sondaggi disponibili.

Alle azioni assiali riportate in Tabella 9.12 è stato aggiunto il peso proprio del palo ed è stata sottratta la spinta idraulica.

Spalla 1

Carico limite verticale

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

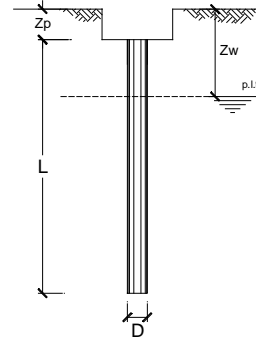
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): **1.20** (m) Area del Palo (A_p): **1.131** (m²)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p): **3.00** (m) Quota falda dal p.c. (z_w): **4.00** (m)
Carico Assiale Permanente (G): **3134.53** (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
Numero di strati **2** Lpalo = **20.00** (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{s,raz}	
		γ _G	γ _Q				
U S	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _a	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	C _{u,med} (kPa)
1	2.80	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	17.20	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.59	0.45		0.40
0.56	0.49		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradesso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C _{min} (kPa)	φ _{min} (°)	C _{u,min} (kPa)
1	2.80	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	17.20	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.59	0.45		0.40
0.56	0.49		0.40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q _{s1} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{s1} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	2.80	LS4	295.6					295.6				
2	17.20	AMA	5187.4	0.00	9.00	2262.8	2559.2	5187.4	0.00	9.00	4628.0	5234.1

CARICO ASSIALE AGENTE

N_d = N_G · γ_G + N_Q · γ_Q
N_d = **3134.5 (kN)**

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base R_{b,cal med} = **2559.2 (kN)**
laterale R_{s,cal med} = **5483.0 (kN)**
totale R_{c,cal med} = **8042.1 (kN)**

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base R_{b,cal min} = **5234.1 (kN)**
laterale R_{s,cal min} = **5483.0 (kN)**
totale R_{c,cal min} = **10717.1 (kN)**

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

R_{b,k} = Min(R_{b,cal med}/ξ_s; R_{b,cal min}/ξ_b) = **1505.4 (kN)**
R_{s,k} = Min(R_{s,cal med}/ξ_s; R_{s,cal min}/ξ_a) = **3225.3 (kN)**
R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = **4730.7 (kN)**

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

R_{c,d} = R_{b,k}/γ_b + R_{s,k}/γ_s
R_{c,d} = **3919.7 (kN)**

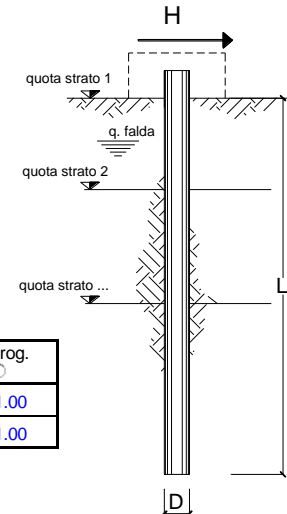
F_s = R_{c,d} / N_d
F_s = **1.25**

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite orizzontale

opera

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_E	γ_{cu}	γ_T	
SDU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista				<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	LS4	100.00	19	9	24	2.37	70	24	2.37	70
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	97.20	20.5	10.5	26	2.56	200	26	2.56	200
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **96** (m)
 Diametro del palo D **1.20** (m)
 Lunghezza del palo L **15.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **2710.32** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1962.4 (kN)		1962.4 (kN)	
Palo intermedio	9036.4 (kN)		9036.4 (kN)	
Palo corto	27115.6 (kN)		27115.6 (kN)	
H_{med}	1962.4 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1962.4 (kN)
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)			1154.33 (kN)	
H_d = H_k/γ_T			887.95 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	710 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =			710.00 (kN)	
FS = H_d / F_d =			1.25	

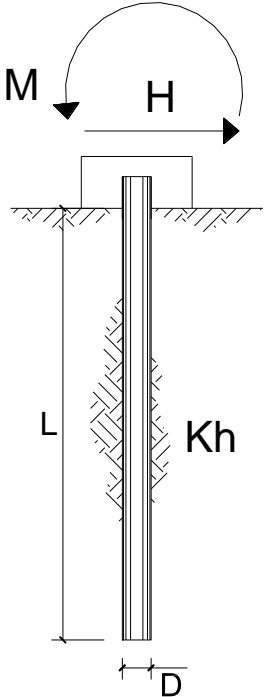
PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche agli SLE

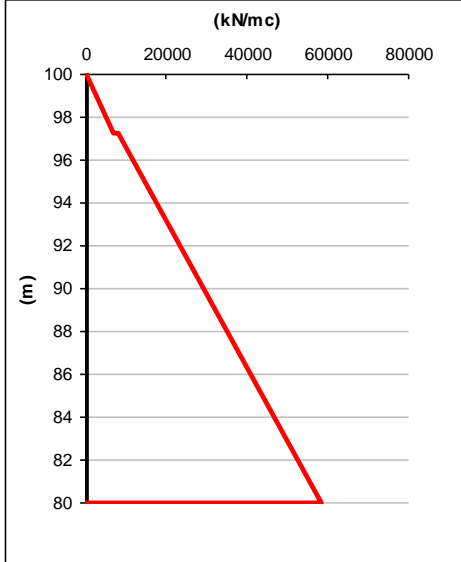
DATI:		
Interasse	3.6	[m]
n° pali	20	[-]
Q	2315.487	[kN]
G _m	9.7	[MPa]
G _L	10.4	[MPa]
G _B	10.4	[MPa]
v	0.3	[-]
E _p	32308	
r _b	0.6	[m]
r ₀	0.6	[m]
L	20	[m]
η	1	
ξ	1	
ρ	0.937778	
λ	3111.141	
ζ	4.001931	
μL	0.422473	
Q/wr ₀ G _L	51.12603	[-]
CEDIMENTO PALO SINGOLO:		
w _s	7.3	[mm]
RIGIDEZZA ASSIALE PALO SINGOLO:		
Kh	318554.5	[kN/m]
CEDIMENTO MEDIO DELLA PALIFICATA:		
R	1.897367	
Rg	0.139104	
w _{pal}	20.2	[mm]

Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sul palo. Il palo è armato con 30φ26 e spirale φ12/20.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	LS4	100.00		3000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	97.20		3500
<input type="checkbox"/> strato 3		80.00		
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	1.2 (m)
J palo	0.10179 (m ⁴)
Lunghezza del palo	20 (m)
Forza orizzontale in testa	710 (kN)
Momento in testa	0 (kNm)
E cls	32308 (Mpa)
dimensione elementi	0.1 (m)

palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

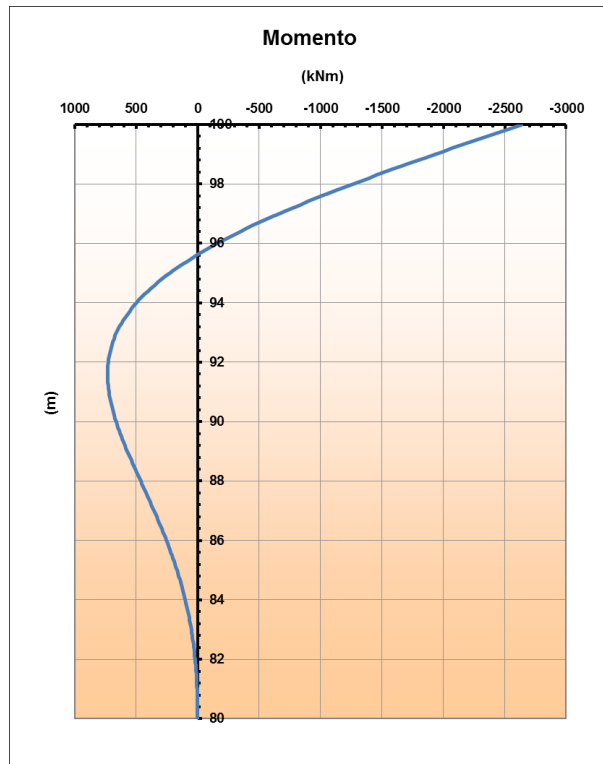


Figura 9.16 - Diagramma del momento flettente sul palo

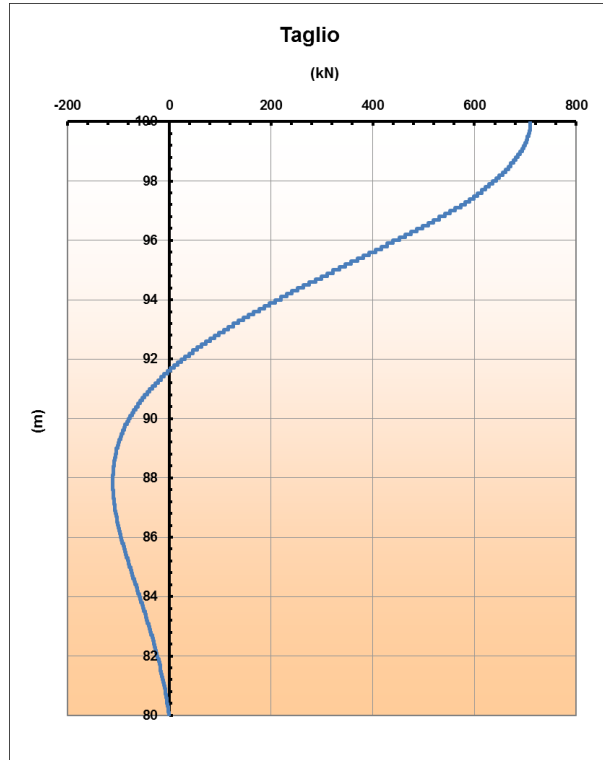


Figura 9.17 - Diagramma del taglio sul palo

PROGETTAZIONE ATI:

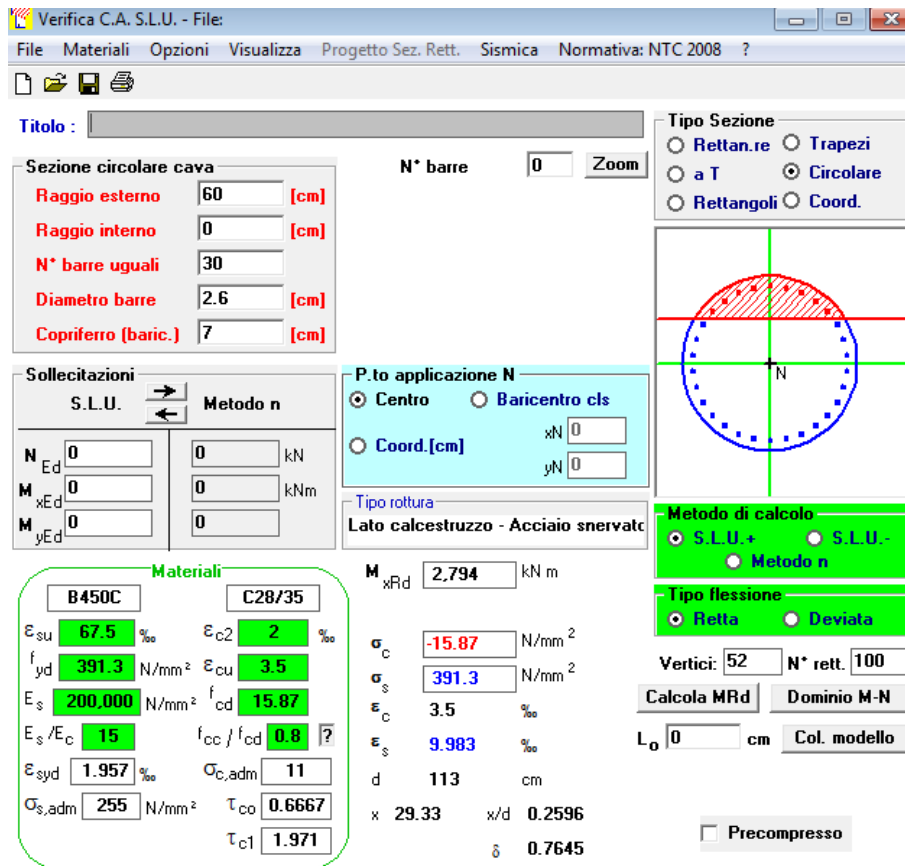


Figura 9.18 - Verifica a flessione

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Larghezza minima della sezione	b_w	1200	mm	
Altezza della sezione	h	960	mm	
Copriferro della sezione	δ	70	mm	
Altezza utile della sezione	d	890	mm	
Diametro delle staffe	d_w	12	mm	
Numero di braccia	n_w	2		
Area totale staffe	A_{sw}	226.08	mm ²	
Passo delle staffe	s	200	mm	
Inclinazione delle staffe	α	90	deg	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg	cot(θ) 2.5
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1		

Resistenza di calcolo a "taglio-trazione" $V_{Rsd} = 885.8 \text{ kN}$ $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$

Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione" $V_{Rcd} = 2728.1 \text{ kN}$ $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = 885.8 \text{ kN}$ $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

L'incidenza di acciaio per i pali è pari a 120 kg/m.

PROGETTAZIONE ATI:

Pila 1

Carico limite verticale

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE:

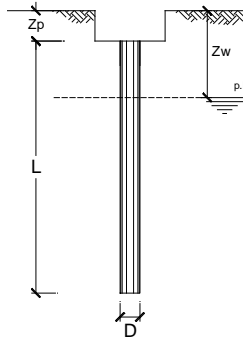
OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (Ap): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 3.60 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 6.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 3306.99 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2-2 Lpalo = 28.00 (m)

coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base			
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{stab}	
Metodo di calcolo						
SU O	A1+M1+R1	1.30	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ (kN/m ³)	C' med (kPa)	φ' med (°)	C _u med (kPa)
1	9.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	19.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.60
0.56	0.49		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ (kN/m ³)	C' min (kPa)	φ' min (°)	C _u min (kPa)
1	9.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	19.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.60
0.56	0.49		0.40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	9.00	LS4	1187.5				1187.5					
2	19.00	AMA	4775.2	0.00	9.00	2428.9	1907.7	4775.2	0.00	9.00	6289.0	4939.4

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = 3307.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal\ med} = 1907.7$ (kN)
 laterale $R_{s,cal\ med} = 5962.7$ (kN)
 totale $R_{c,cal\ med} = 7870.4$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal\ min} = 4939.4$ (kN)
 laterale $R_{s,cal\ min} = 5962.7$ (kN)
 totale $R_{c,cal\ min} = 10902.1$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3; R_{b,cal\ min}/\xi_4) = 1122.1$ (kN)
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3; R_{s,cal\ min}/\xi_4) = 3507.5$ (kN)
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4629.6$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

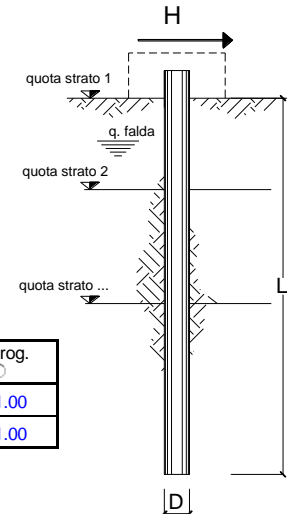
$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 3881.2$ (kN)
 $F_s = R_{c,d} / N_d = 1.17$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite orizzontale

opera

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_E	γ_{cu}	γ_T	
SDU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	LS4	100.00	19	9	24	2.37	70	24	2.37	70
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	91.00	20.5	10.5	26	2.56	200	26	2.56	200
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **94** (m)
 Diametro del palo D **1.00** (m)
 Lunghezza del palo L **15.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **1141.30** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(cfr+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	998.5 (kN)		998.5 (kN)	
Palo intermedio	4101.3 (kN)		4101.3 (kN)	
Palo corto	15531.3 (kN)		15531.3 (kN)	
H_{med}	998.5 (kN)	Palo lungo	H_{min}	998.5 (kN)
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			587.38	(kN)
$H_d = H_k/\gamma_T$			451.83	(kN)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	200	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		200.00	(kN)	
$FS = H_d / F_d =$		2.26		

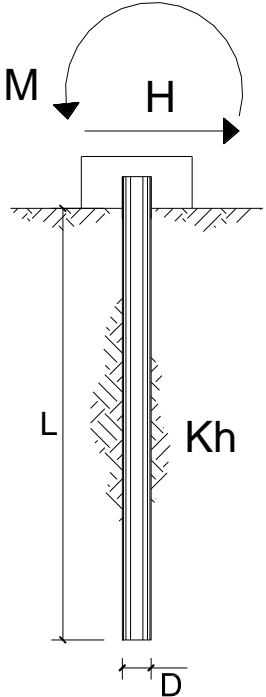
PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche agli SLE

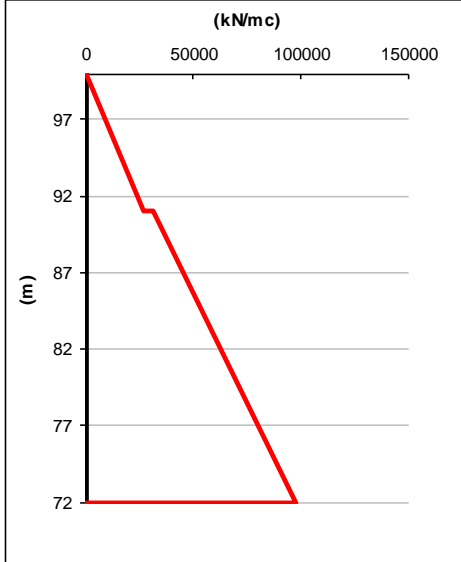
DATI:			
Interasse	3	[m]	
n° pali	15	[-]	
Q	2049.779	[kN]	
G _m	8.9	[MPa]	
G _L	10.4	[MPa]	
G _B	10.4	[MPa]	
v	0.3	[-]	
E _p	32308		
r _b	0.5	[m]	
r ₀	0.5	[m]	
L	28	[m]	
η	1		
ξ	1		
ρ	0.857143		
λ	3111.141		
ζ	4.430817		
μL	0.67453		
Q/wr ₀ G _L	63.24002	[-]	
CEDIMENTO PALO SINGOLO:			
w _s	6.2	[mm]	
RIGIDEZZA ASSIALE PALO SINGOLO:			
Kh	328361.6	[kN/m]	
CEDIMENTO MEDIO DELLA PALIFICATA:			
R	1.267731		
Rg	0.225678		
w _{pal}	21.1	[mm]	

Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sul palo. Il palo è armato con 20φ22 e spirale φ12/25.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	LS4	100.00		3000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	91.00		3500
<input type="checkbox"/> strato 3		72.00		
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1 (m)

J palo 0.04909 (m⁴)

Lunghezza del palo 28 (m)

Forza orizzontale in testa 200 (kN)

Momento in testa 0 (kNm)

E cls 32308 (Mpa)

dimensione elementi 0.1 (m)

palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

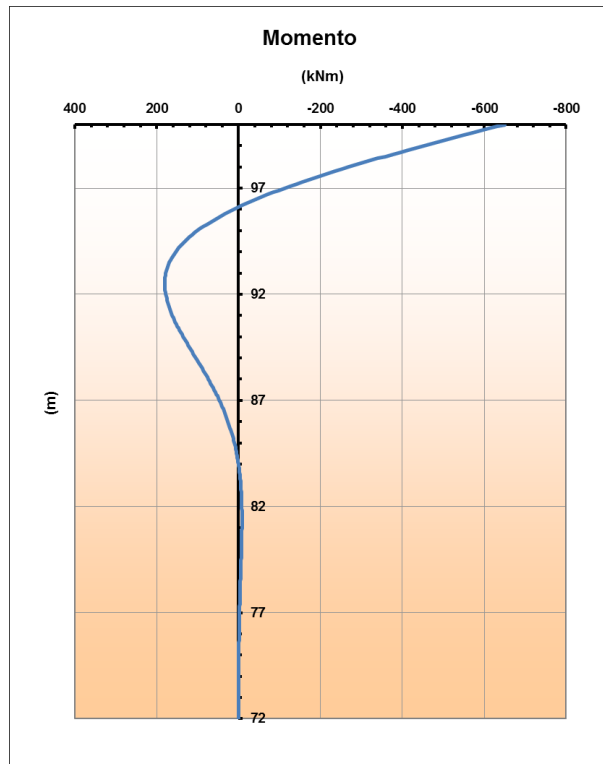


Figura 9.19 - Diagramma del momento flettente sul palo

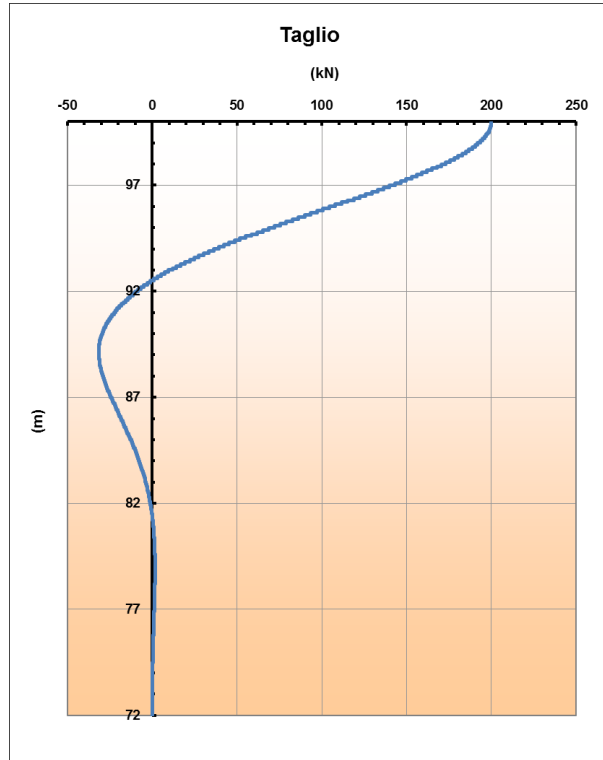


Figura 9.20 - Diagramma del taglio sul palo

PROGETTAZIONE ATI:

Figura 9.21 - Verifica a flessione

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm	
Altezza della sezione	h	800	mm	
Copriferro della sezione	δ	70	mm	
Altezza utile della sezione	d	730	mm	
Diametro delle staffe	d_w	12	mm	
Numero di braccia	n_w	2		
Area totale staffe	A_{sw}	226.08	mm ²	
Passo delle staffe	s	250	mm	
Inclinazione delle staffe	α	90	deg	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg	cot(θ) 2.5
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1		

Resistenza di calcolo a "taglio-trazione" $V_{Rsd} = 581.2 \text{ kN}$ $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$

Resistenza di calcolo a "taglio-compresione" $V_{Rcd} = 1864.7 \text{ kN}$ $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = 581.2 \text{ kN}$ $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

L'incidenza di acciaio per i pali è pari a 68 kg/m.

PROGETTAZIONE ATI:

Pila 2

Carico limite verticale

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE:

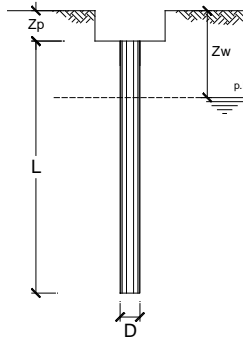
OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (Ap): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 3.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 3.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 4275.9 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2-3 Lpalo = 35.00 (m)

coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base			
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{stab}	
Metodo di calcolo						
SU SO	A1+M1+R1	1.30	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ (kN/m ³)	C' med (kPa)	φ' med (°)	C _u med (kPa)
1	9.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	26.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.60
0.56	0.49		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ (kN/m ³)	C' min (kPa)	φ' min (°)	C _u min (kPa)
1	9.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	26.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.60
0.56	0.49		0.40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	9.00	LS4	1187.5				1187.5					
2	26.00	AMA	6534.5	0.00	9.00	2561.0	2011.4	6534.5	0.00	9.00	7610.0	5976.9

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = 4275.9$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal med} = 2011.4$ (kN)
 laterale $R_{s,cal med} = 7722.0$ (kN)
 totale $R_{c,cal med} = 9733.4$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal min} = 5976.9$ (kN)
 laterale $R_{s,cal min} = 7722.0$ (kN)
 totale $R_{c,cal min} = 13698.9$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3; R_{b,cal min}/\xi_4) = 1163.2$ (kN)
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3; R_{s,cal min}/\xi_4) = 4542.4$ (kN)
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 5725.6$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 4826.3$ (kN)

$F_s = R_{c,d} / N_d$
 $F_s = 1.13$


PROGETTAZIONE ATI:

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

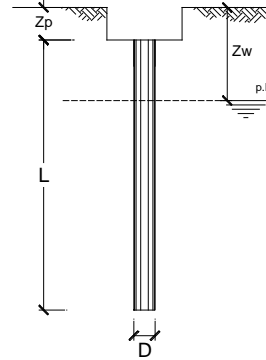
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (A_p): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 3.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_f): 3.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): -124.1 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2  Lpalo = 35.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{s trac}
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u med} (kPa)
1	9.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	26.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45	-	0.60
0.56	0.49	-	0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{min} (kPa)	φ _{min} (°)	c _{u min} (kPa)
1	9.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	26.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45	-	0.60
0.56	0.49	-	0.40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	9.00	LS4	1187.5					1187.5	0.00	9.00	7610.0	5976.9
2	26.00	AMA	6534.5	0.00	9.00	2561.0	2011.4	6534.5	0.00	9.00	7610.0	5976.9

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = -124.1$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal med} = .0$ (kN)
 laterale $R_{s,cal med} = 7722.0$ (kN)
 totale $R_{c,cal med} = 7722.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal min} = .0$ (kN)
 laterale $R_{s,cal min} = 7722.0$ (kN)
 totale $R_{c,cal min} = 7722.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3; R_{b,cal min}/\xi_4) = .0$ (kN)
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3; R_{s,cal min}/\xi_4) = 4542.4$ (kN)
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4542.4$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

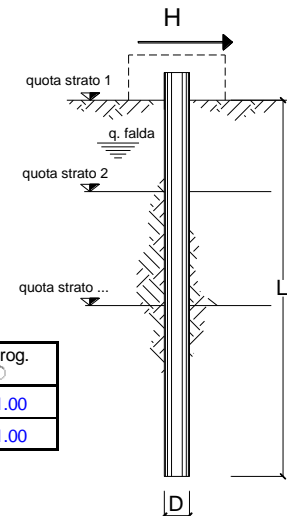
$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 3633.9$ (kN)
 $F_s = R_{c,d} / N_d = 29.28$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite orizzontale

opera

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_E	γ_{cu}	γ_T	
SDU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	LS4	100.00	19	9	24	2.37	70	24	2.37	70
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	91.00	20.5	10.5	26	2.56	200	26	2.56	200
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **94** (m)
 Diametro del palo D **1.00** (m)
 Lunghezza del palo L **35.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **1442.66** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1187.6 (kN)		1187.6 (kN)	
Palo intermedio	16593.3 (kN)		16593.3 (kN)	
Palo corto	51531.3 (kN)		51531.3 (kN)	
H_{med}	1187.6 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1187.6 (kN)
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			698.56	(kN)
$H_d = H_k/\gamma_T$			537.35	(kN)
Carico Assiale Permanente (G):	G =		425	(kN)
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		0	(kN)
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			425.00	(kN)
$FS = H_d / F_d =$			1.26	

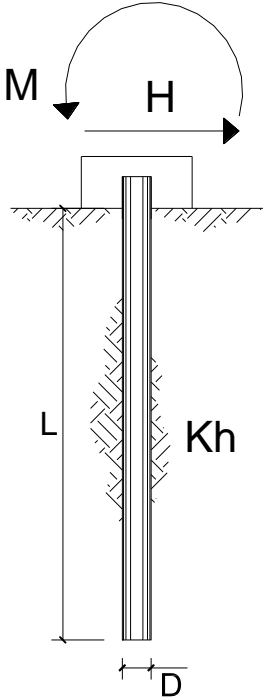
PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche agli SLE

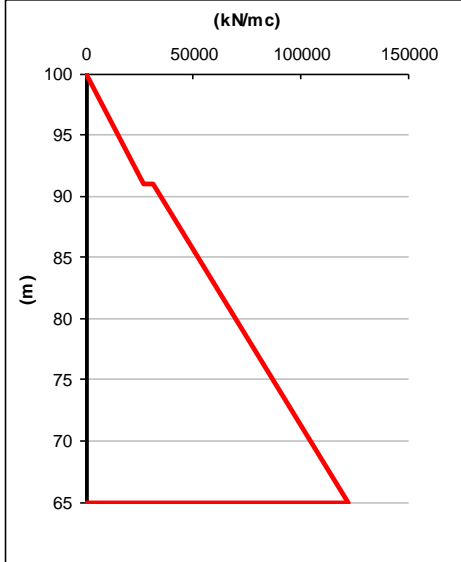
DATI:			
Interasse	3	[m]	
n° pali	15	[-]	
Q	2427.223	[kN]	
G _m	9.2	[MPa]	
G _L	10.4	[MPa]	
G _B	10.4	[MPa]	
v	0.3	[-]	
E _p	32308		
r _b	0.5	[m]	
r ₀	0.5	[m]	
L	35	[m]	
η	1		
ξ	1		
ρ	0.885714		
λ	3111.141		
ζ	4.68675		
μL	0.819818		
Q/wr ₀ G _L	71.73064	[-]	
CEDIMENTO PALO SINGOLO:			
w _s	6.5	[mm]	
RIGIDEZZA ASSIALE PALO SINGOLO:			
Kh	372447.6	[kN/m]	
CEDIMENTO MEDIO DELLA PALIFICATA:			
R	1.133893		
Rg	0.258009		
w _{pal}	25.2	[mm]	

Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sul palo. Il palo è armato con 22φ26 e spirale φ12/20.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	LS4	100.00		3000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	91.00		3500
<input type="checkbox"/> strato 3		65.00		
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	1	(m)
J palo	0.04909	(m ⁴)
Lunghezza del palo	35	(m)
Forza orizzontale in testa	425	(kN)
Momento in testa	0	(kNm)
E cls	32308	(Mpa)
dimensione elementi	0.1	(m)

palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

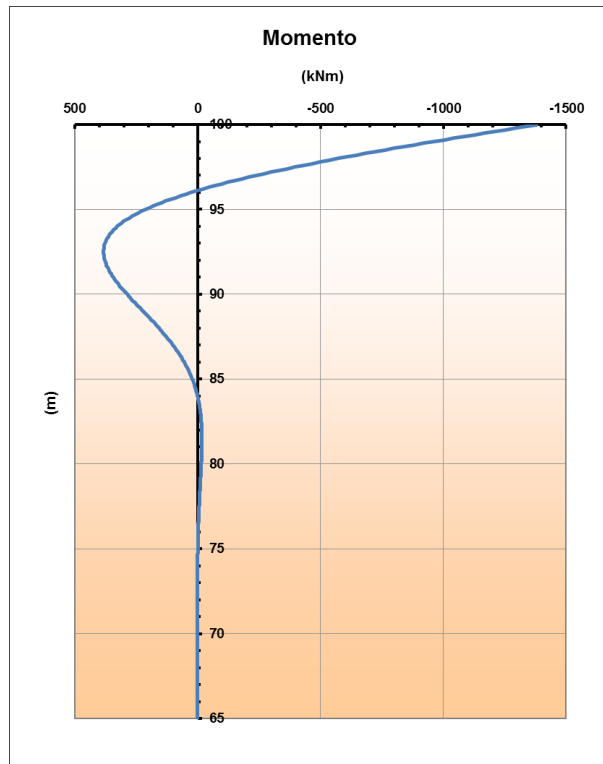


Figura 9.22 - Diagramma del momento flettente sul palo

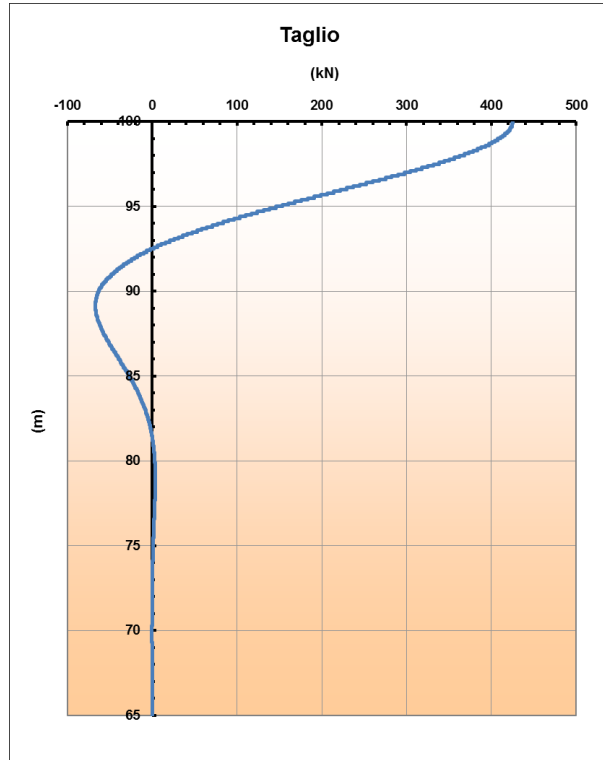


Figura 9.23 - Diagramma del taglio sul palo

PROGETTAZIONE ATI:

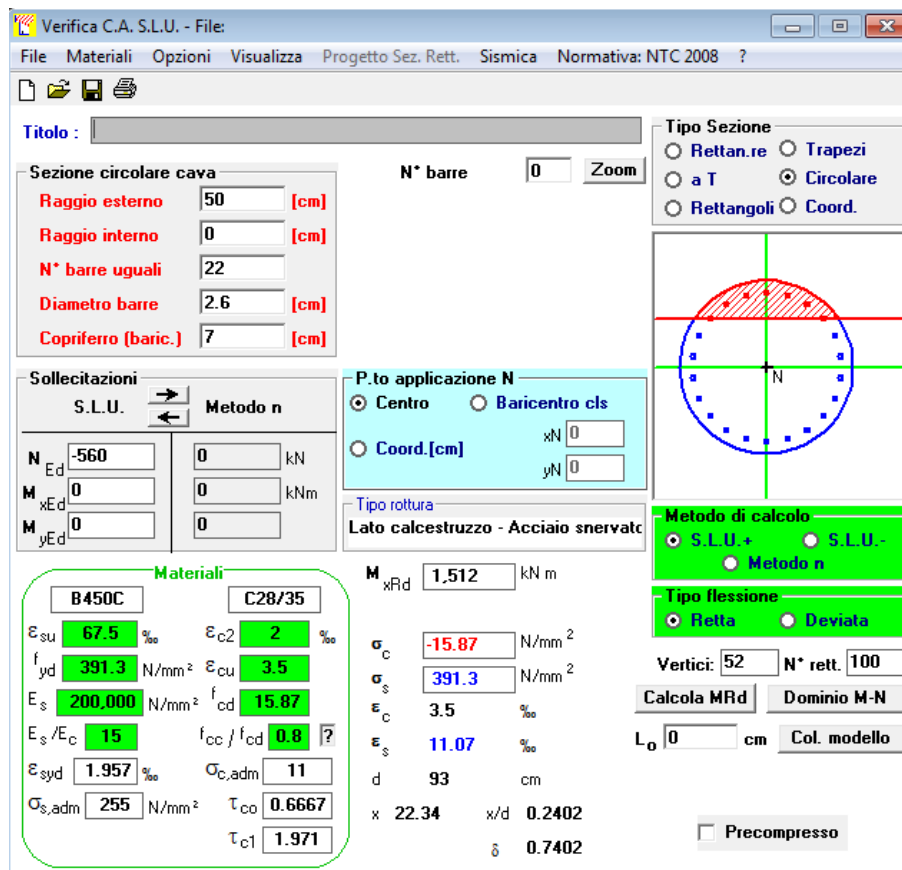


Figura 9.24 - Verifica a flessione

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm	
Altezza della sezione	h	800	mm	
Copriferro della sezione	δ	70	mm	
Altezza utile della sezione	d	730	mm	
Diametro delle staffe	d_w	12	mm	
Numero di braccia	n_w	2		
Area totale staffe	A_{sw}	226.08	mm ²	
Passo delle staffe	s	200	mm	
Inclinazione delle staffe	α	90	deg	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg	cot(θ) 2.5
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1		

Resistenza di calcolo a "taglio-trazione" $V_{Rsd} = 726.5 \text{ kN}$ $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$

Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione" $V_{Rcd} = 1864.7 \text{ kN}$ $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = 726.5 \text{ kN}$ $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

L'incidenza di acciaio per i pali è pari a 74 kg/m.

PROGETTAZIONE ATI:

Pila 3

Carico limite verticale

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE:

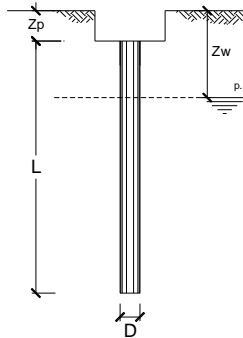
OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (Ap): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 2.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 3.40 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 4279.04 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2-3 Lpalo = 35.00 (m)

coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base			
	permanenti γ _G	variabili γ _Q	γ _b	γ _s	γ _{staz}	
Metodo di calcolo						
SU O	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ (kN/m ³)	C' med (kPa)	φ' med (°)	C _u med (kPa)
1	9.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	26.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.60
0.56	0.49		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ (kN/m ³)	C' min (kPa)	φ' min (°)	C _u min (kPa)
1	9.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	26.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.60
0.56	0.49		0.40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	9.00	LS4	1187.5					1187.5				
2	26.00	AMA	6534.5	0.00	9.00	2551.5	2003.9	6534.5	0.00	9.00	7515.0	5902.3

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = 4279.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal\ med} = 2003.9$ (kN)
 laterale $R_{s,cal\ med} = 7722.0$ (kN)
 totale $R_{c,cal\ med} = 9726.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal\ min} = 5902.3$ (kN)
 laterale $R_{s,cal\ min} = 7722.0$ (kN)
 totale $R_{c,cal\ min} = 13624.3$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3; R_{b,cal\ min}/\xi_4) = 1178.8$ (kN)
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3; R_{s,cal\ min}/\xi_4) = 4542.4$ (kN)
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 5721.2$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 4823.1$ (kN)

$F_s = R_{c,d} / N_d$
 $F_s = 1.13$

PROGETTAZIONE ATI:

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

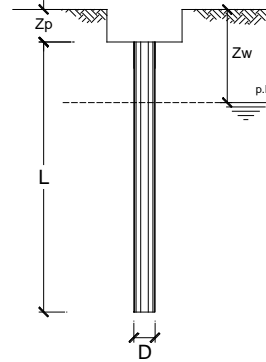
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (A_p): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 2.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_u): 3.40 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): -120.96 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2 $\frac{A}{D}$ Lpalo = 35.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{s trac}
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u med} (kPa)
1	9.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	26.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45	-	0.60
0.56	0.49	-	0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{min} (kPa)	φ _{min} (°)	c _{u min} (kPa)
1	9.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	26.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45	-	0.60
0.56	0.49	-	0.40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	9.00	LS4	1187.5					1187.5	0.00	9.00	7515.0	5902.3
2	26.00	AMA	6534.5	0.00	9.00	2551.5	2003.9	6534.5	0.00	9.00	7515.0	5902.3

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = -121.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal med} = .0$ (kN)
 laterale $R_{s,cal med} = 7722.0$ (kN)
 totale $R_{c,cal med} = 7722.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal min} = .0$ (kN)
 laterale $R_{s,cal min} = 7722.0$ (kN)
 totale $R_{c,cal min} = 7722.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3; R_{b,cal min}/\xi_4) = .0$ (kN)
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3; R_{s,cal min}/\xi_4) = 4542.4$ (kN)
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4542.4$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

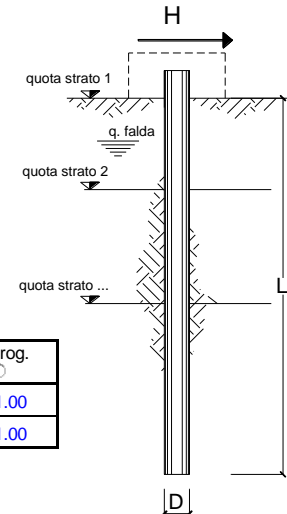
$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 3633.9$ (kN)
 $F_s = R_{c,d} / N_d = 30.04$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite orizzontale

opera

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_E	γ_{cu}	γ_T	
SDU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	LS4	100.00	19	9	24	2.37	70	24	2.37	70
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	91.00	20.5	10.5	26	2.56	200	26	2.56	200
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 99 (m)
 Diametro del palo D 1.00 (m)
 Lunghezza del palo L 35.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 1442.66 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(cfr+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1187.6 (kN)		1187.6 (kN)	
Palo intermedio	16593.3 (kN)		16593.3 (kN)	
Palo corto	51531.3 (kN)		51531.3 (kN)	
H_{med}	1187.6 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1187.6 (kN) Palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			698.56 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			537.35 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	425 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		425.00 (kN)		
$FS = H_d / F_d =$		1.26		

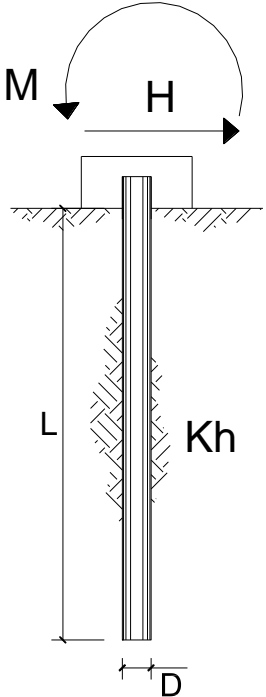
PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche agli SLE

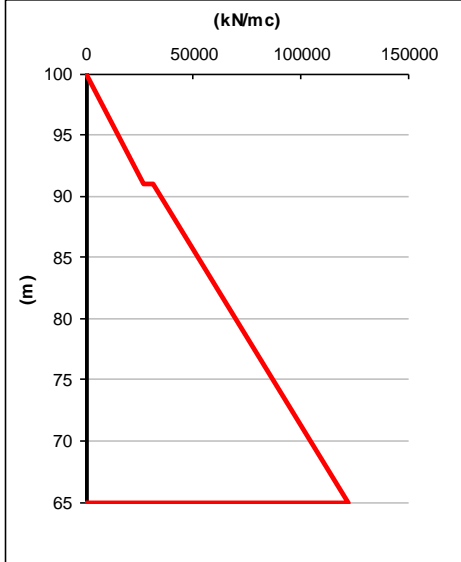
DATI:			
Interasse	3	[m]	
n° pali	15	[-]	
Q	2427.223	[kN]	
G _m	9.2	[MPa]	
G _L	10.4	[MPa]	
G _B	10.4	[MPa]	
v	0.3	[-]	
E _p	32308		
r _b	0.5	[m]	
r ₀	0.5	[m]	
L	35	[m]	
η	1		
ξ	1		
ρ	0.885714		
λ	3111.141		
ζ	4.68675		
μL	0.819818		
Q/wr ₀ G _L	71.73064	[-]	
CEDIMENTO PALO SINGOLO:			
w _s	6.5	[mm]	
RIGIDEZZA ASSIALE PALO SINGOLO:			
Kh	372447.6	[kN/m]	
CEDIMENTO MEDIO DELLA PALIFICATA:			
R	1.133893		
Rg	0.258009		
w _{pal}	25.2	[mm]	

Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sul palo. Il palo è armato con 22φ26 e spirale φ12/20.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	LS4	100.00		3000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	91.00		3500
<input type="checkbox"/> strato 3		65.00		
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	1	(m)
J palo	0.04909	(m ⁴)
Lunghezza del palo	35	(m)
Forza orizzontale in testa	425	(kN)
Momento in testa	0	(kNm)
E cls	32308	(Mpa)
dimensione elementi	0.1	(m)

palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

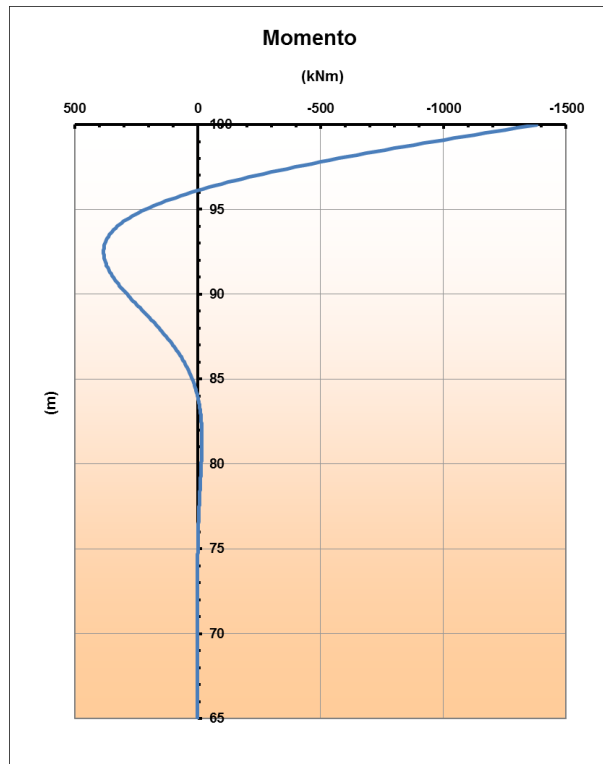


Figura 9.25 - Diagramma del momento flettente sul palo

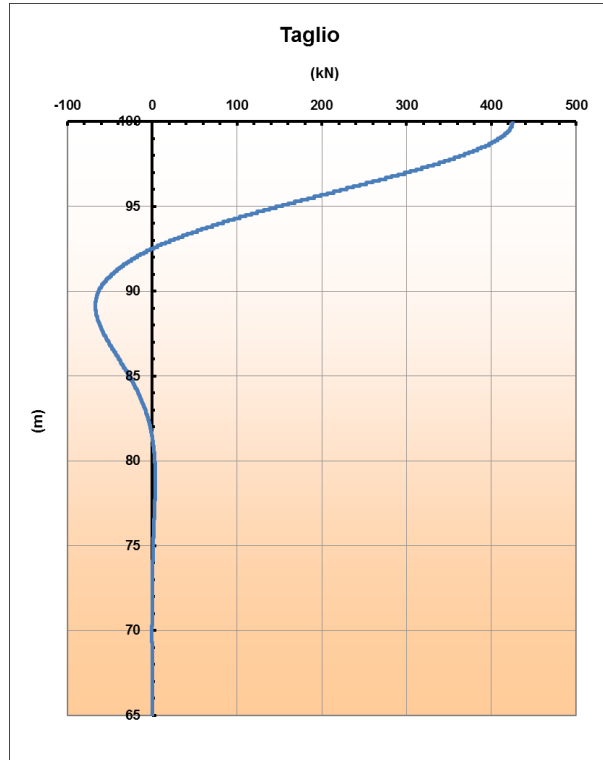


Figura 9.26 - Diagramma del taglio sul palo

PROGETTAZIONE ATI:

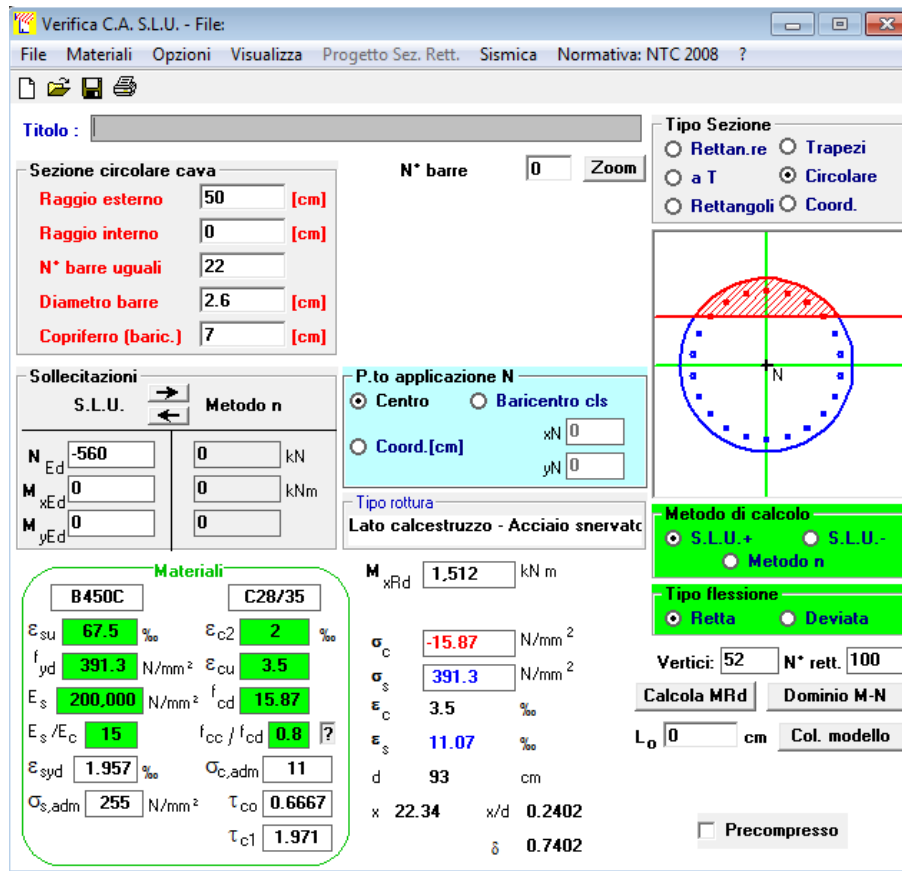


Figura 9.27 - Verifica a flessione

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm	
Altezza della sezione	h	800	mm	
Coprifero della sezione	δ	70	mm	
Altezza utile della sezione	d	730	mm	
Diametro delle staffe	d_w	12	mm	
Numero di braccia	n_w	2		
Area totale staffe	A_{sw}	226.08	mm ²	
Passo delle staffe	s	200	mm	
Inclinazione delle staffe	α	90	deg	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg	cot(θ) 2.5
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1		

Resistenza di calcolo a "taglio-trazione" $V_{Rsd} = 726.5 \text{ kN}$ $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$

Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione" $V_{Rcd} = 1864.7 \text{ kN}$ $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = 726.5 \text{ kN}$ $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

L'incidenza di acciaio per i pali è pari a 74 kg/m.

PROGETTAZIONE ATI:

Pila 4

Carico limite verticale

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE:

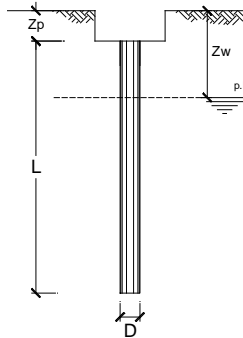
OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): **1.00** (m) Area del Palo (Ap): **0.785** (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): **3.50** (m) Quota falda dal p.c. (z_w): **5.50** (m)
 Carico Assiale Permanente (G): **3303.06** (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati **2-2** Lpalo = **28.00** (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{stab}
SU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ (kN/m ³)	C' med (kPa)	φ' med (°)	C _u med (kPa)
1	4.50	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	23.50	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.60
0.56	0.49		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ (kN/m ³)	C' min (kPa)	φ' min (°)	C _u min (kPa)
1	4.50	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	23.50	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.60
0.56	0.49		0.40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	4.50	LS4	593.8				593.8					
2	23.50	AMA	5906.2	0.00	9.00	2433.8	1911.5	5906.2	0.00	9.00	6337.5	4977.5

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = 3303.1$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal med} = 1911.5$ (kN)
 laterale $R_{s,cal med} = 6500.0$ (kN)
 totale $R_{c,cal med} = 8411.4$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal min} = 4977.5$ (kN)
 laterale $R_{s,cal min} = 6500.0$ (kN)
 totale $R_{c,cal min} = 11477.4$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3; R_{b,cal min}/\xi_4) = 1124.4$ (kN)
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3; R_{s,cal min}/\xi_4) = 3823.5$ (kN)
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4947.9$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

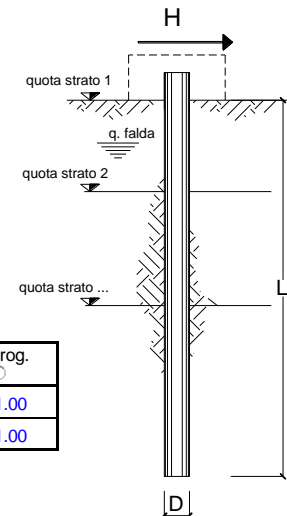
$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 4157.7$ (kN)
 $F_s = R_{c,d} / N_d$
 $F_s = 1.26$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite orizzontale

opera

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_E	γ_{cu}	γ_T	
SDU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	LS4	100.00	19	9	24	2.37	70	24	2.37	70
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	95.50	20.5	10.5	26	2.56	200	26	2.56	200
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **98** (m)
 Diametro del palo D **1.00** (m)
 Lunghezza del palo L **28.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **1141.30** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(cfr+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	998.5 (kN)		998.5 (kN)	
Palo intermedio	15378.3 (kN)		15378.3 (kN)	
Palo corto	44196.3 (kN)		44196.3 (kN)	
H_{med}	998.5 (kN)	Palo lungo	H_{min}	998.5 (kN)
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			587.38	(kN)
$H_d = H_k/\gamma_T$			451.83	(kN)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	200	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		200.00	(kN)	
$FS = H_d / F_d =$		2.26		

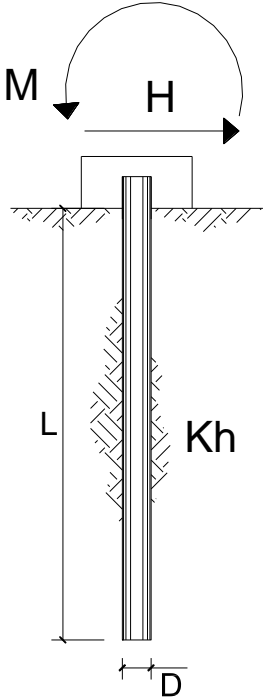
PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche agli SLE

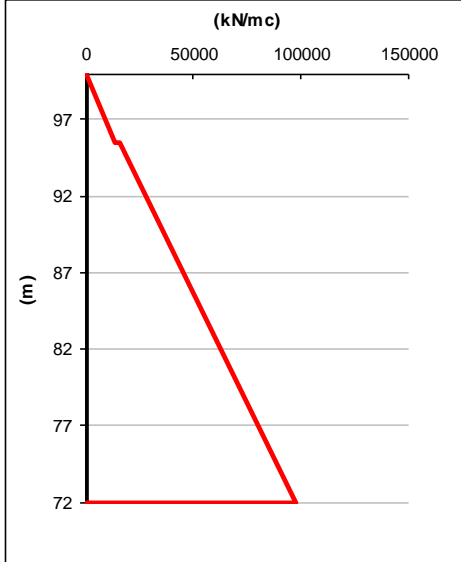
DATI:			
Interasse	3	[m]	
n° pali	15	[-]	
Q	2049.779	[kN]	
G _m	9.6	[MPa]	
G _L	10.4	[MPa]	
G _B	10.4	[MPa]	
v	0.3	[-]	
E _p	32308		
r _b	0.5	[m]	
r ₀	0.5	[m]	
L	28	[m]	
η	1		
ξ	1		
ρ	0.928571		
λ	3111.141		
ζ	4.51086		
μL	0.668519		
Q/wr ₀ G _L	67.0702	[-]	
CEDIMENTO PALO SINGOLO:			
w _s	5.9	[mm]	
RIGIDEZZA ASSIALE PALO SINGOLO:			
Kh	348249.1	[kN/m]	
CEDIMENTO MEDIO DELLA PALIFICATA:			
R	1.267731		
Rg	0.225678		
w _{pal}	19.9	[mm]	

Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sul palo. Il palo è armato con 20φ22 e spirale φ12/25.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	LS4	100.00		3000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	95.50		3500
<input type="checkbox"/> strato 3		72.00		
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1 (m)

J palo 0.04909 (m⁴)

Lunghezza del palo 28 (m)

Forza orizzontale in testa 200 (kN)

Momento in testa 0 (kNm)

E cls 32308 (Mpa)

dimensione elementi 0.1 (m)

palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

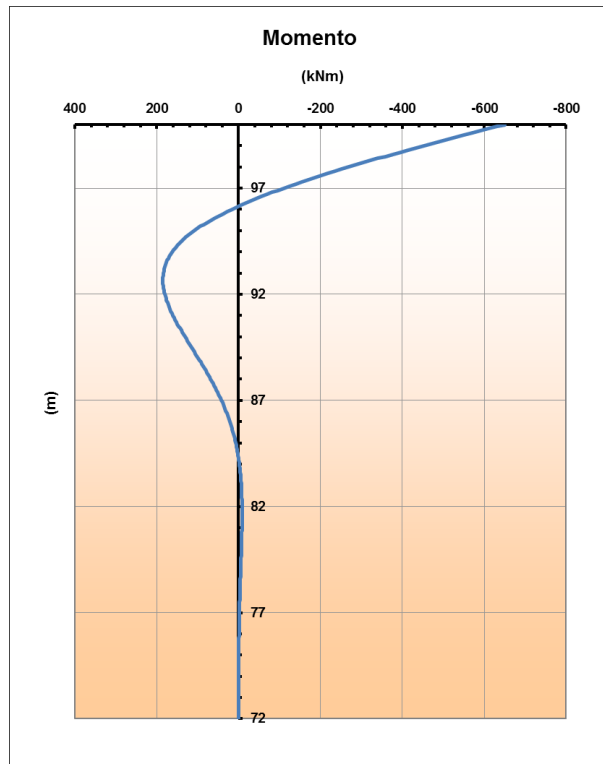


Figura 9.28 - Diagramma del momento flettente sul palo

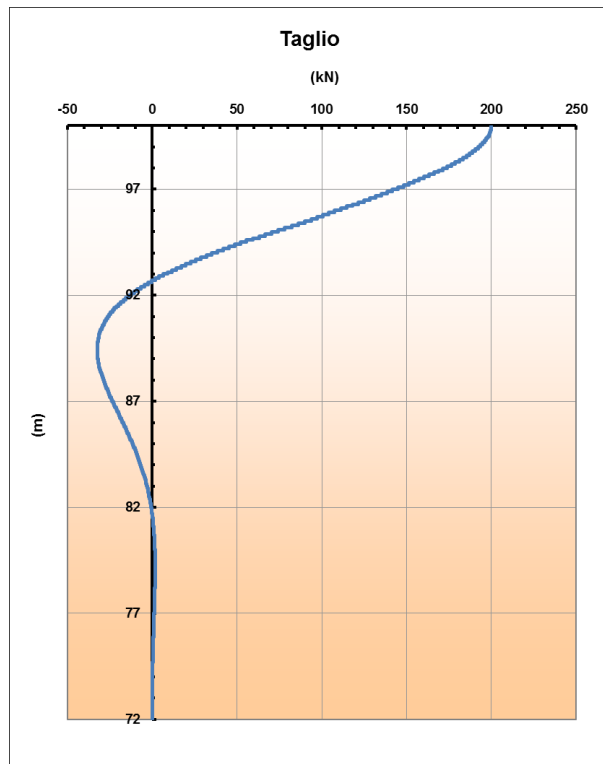


Figura 9.29 - Diagramma del taglio sul palo

PROGETTAZIONE ATI:

Figura 9.30 - Verifica a flessione

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	800	mm
Copriferro della sezione	δ	70	mm
Altezza utile della sezione	d	730	mm
Diametro delle staffe	d_w	12	mm
Numero di braccia	n_w	2	
Area totale staffe	A_{sw}	226.08	mm ²
Passo delle staffe	s	250	mm
Inclinazione delle staffe	α	90	deg
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1	
			cot(θ) 2.5

Resistenza di calcolo a "taglio-trazione" $V_{Rsd} = 581.2 \text{ kN}$ $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$

Resistenza di calcolo a "taglio-compresione" $V_{Rcd} = 1864.7 \text{ kN}$ $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = 581.2 \text{ kN}$ $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

L'incidenza di acciaio per i pali è pari a 68 kg/m.

PROGETTAZIONE ATI:

Spalla 2

Carico limite verticale

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE:

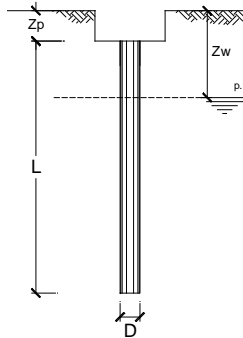
OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): **1.20** (m) Area del Palo (Ap): **1.131** (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): **5.00** (m) Quota falda dal p.c. (z_w): **5.00** (m)
 Carico Assiale Permanente (G): **3195.84** (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati **2-2** Lpalo = **20.00** (m)

coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base			
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{staz}	
Metodo di calcolo						
SU O	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15
	SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15
DM88	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista	●	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



PARAMETRI MEDI

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	C' med	φ' med	C _u med
1	1.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	19.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.60
0.56	0.49		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	C' min	φ' min	C _u min
1	1.00	LS4	19.00	17.5	24.0	70.0
2	19.00	AMA	20.50	32.0	26.0	200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.60
0.56	0.49		0.40

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}	Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}
1	1.00	LS4	158.3					158.3				
2	19.00	AMA	5730.3	0.00	9.00	2303.5	2605.2	5730.3	0.00	9.00	5035.0	5694.5

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = 3195.8$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal\ med} = 2605.2$ (kN)
 laterale $R_{s,cal\ med} = 5888.6$ (kN)
 totale $R_{c,cal\ med} = 8493.8$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal\ min} = 5694.5$ (kN)
 laterale $R_{s,cal\ min} = 5888.6$ (kN)
 totale $R_{c,cal\ min} = 11583.1$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3; R_{b,cal\ min}/\xi_4) = 1532.5$ (kN)
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3; R_{s,cal\ min}/\xi_4) = 3463.9$ (kN)
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4996.4$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

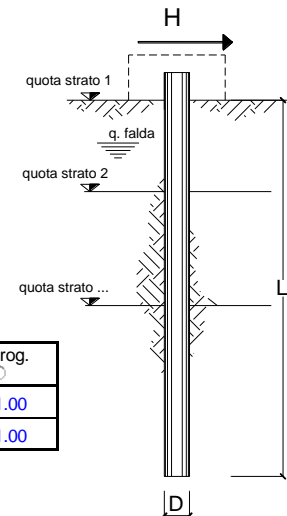
$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 4147.2$ (kN)
 $F_s = R_{c,d} / N_d = 1.30$

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a carico limite orizzontale

opera

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_E	γ_{cu}	γ_T	
SDU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista							<input checked="" type="radio"/>	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	LS4	100.00	19	9	24	2.37	70	24	2.37	70
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	99.00	20.5	10.5	26	2.56	200	26	2.56	200
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 100 (m)
 Diametro del palo D 1.20 (m)
 Lunghezza del palo L 20.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 2792.82 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	2386.8 (kN)		2386.8 (kN)	
Palo intermedio	14472.0 (kN)		14472.0 (kN)	
Palo corto	39333.6 (kN)		39333.6 (kN)	
	H_{med} 2386.8 (kN)	Palo lungo	H_{min} 2386.8 (kN)	Palo lungo
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		1404.00 (kN)	
	H_d = H_k/γ_T		1080.00 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	770 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
	F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =	770.00 (kN)		
	FS = H_d / F_d =	1.40		

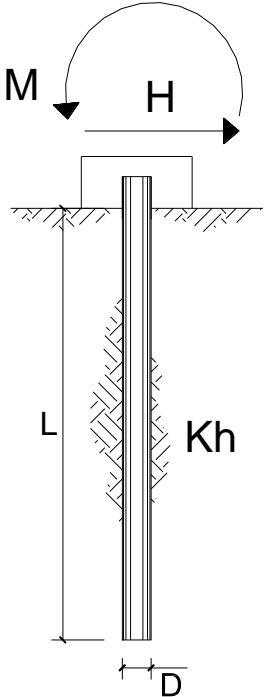
PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche agli SLE

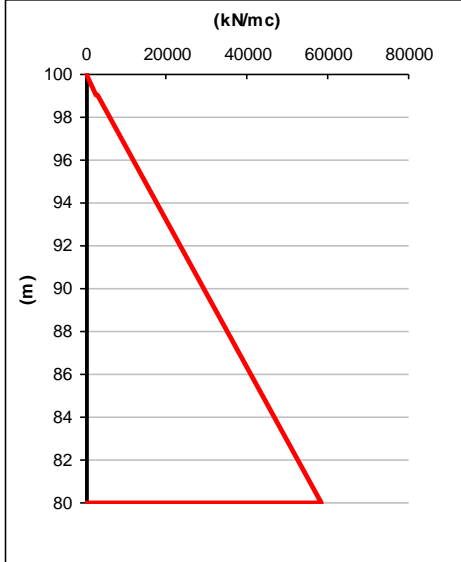
DATI:		
Interasse	3.6	[m]
n° pali	20	[-]
Q	2345.487	[kN]
G _m	9.7	[MPa]
G _L	10.4	[MPa]
G _B	10.4	[MPa]
v	0.3	[-]
E _p	32308	
r _b	0.6	[m]
r ₀	0.6	[m]
L	20	[m]
η	1	
ξ	1	
ρ	0.937778	
λ	3111.141	
ζ	4.001931	
μL	0.422473	
Q/wr ₀ G _L	51.12603	[-]
CEDIMENTO PALO SINGOLO:		
w _s	7.4	[mm]
RIGIDEZZA ASSIALE PALO SINGOLO:		
Kh	318554.5	[kN/m]
CEDIMENTO MEDIO DELLA PALIFICATA:		
R	1.897367	
Rg	0.139104	
w _{pal}	20.5	[mm]

Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sul palo. Il palo è armato con 30φ26 e spirale φ12/20.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	LS4	100.00		3000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AMA	99.00		3500
<input type="checkbox"/> strato 3		80.00		
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1.2 (m)

J palo 0.10179 (m⁴)

Lunghezza del palo 20 (m)

Forza orizzontale in testa 770 (kN)

Momento in testa 0 (kNm)

E cls 32308 (Mpa)

dimensione elementi 0.1 (m)

palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

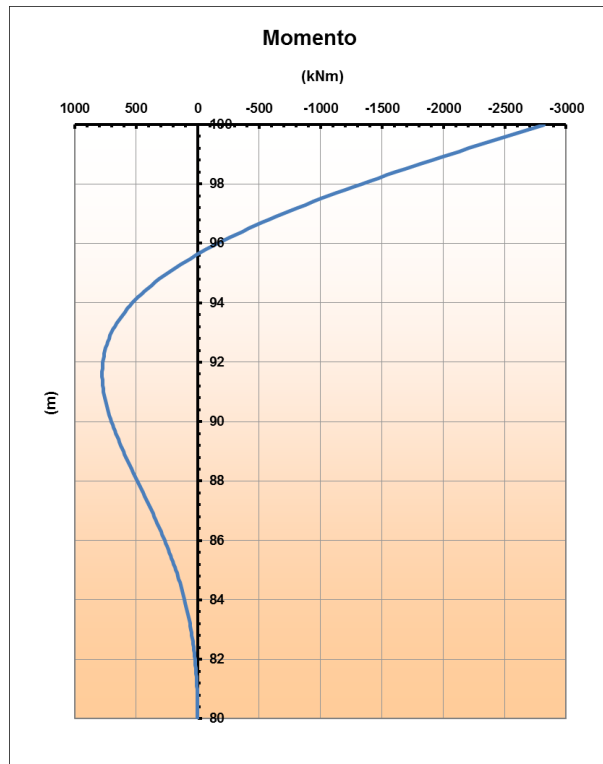


Figura 9.31 - Diagramma del momento flettente sul palo

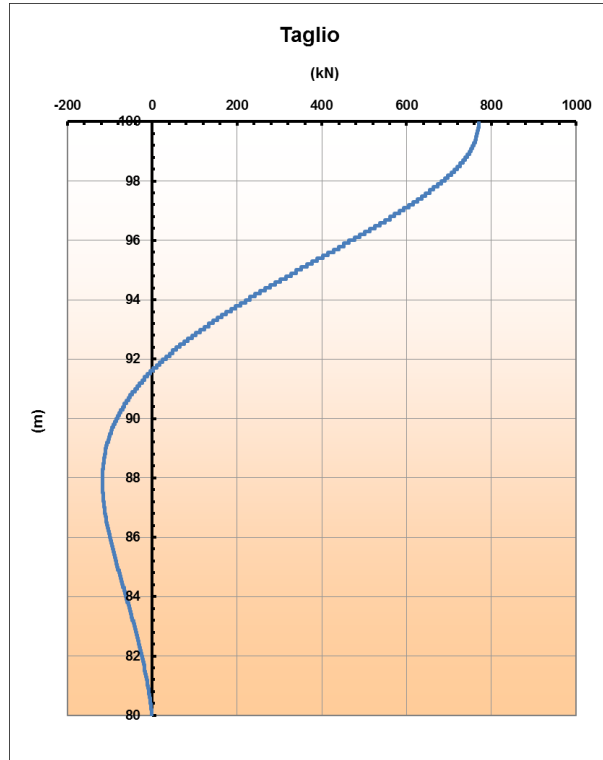


Figura 9.32 - Diagramma del taglio sul palo

PROGETTAZIONE ATI:

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

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 60 [cm]
Raggio interno 0 [cm]
N° barre uguali 30
Diametro barre 2.6 [cm]
Copriferro (baric.) 7 [cm]

N° barre 0 Zoom

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 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
 Precompresso

Materiali
B450C C28/35

E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 2,794 kN m
σ_c -15.87 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 9.983 ‰
d 113 cm
x 29.33 x/d 0.2596
δ 0.7645

Figura 9.33 - Verifica a flessione

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Larghezza minima della sezione	b _w	1200	mm	
Altezza della sezione	h	960	mm	
Copriferro della sezione	δ	70	mm	
Altezza utile della sezione	d	890	mm	
Diametro delle staffe	d _w	12	mm	
Numero di braccia	n _w	2		
Area totale staffe	A _{sw}	226.08	mm ²	
Passo delle staffe	s	200	mm	
Inclinazione delle staffe	α	90	deg	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg	cot(θ) 2.5
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α _c	1		

Resistenza di calcolo a "taglio-trazione" $V_{Rsd} = 885.8 \text{ kN}$ $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$

Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione" $V_{Rcd} = 2728.1 \text{ kN}$ $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = 885.8 \text{ kN}$ $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

L'incidenza di acciaio per i pali è pari a 120 kg/m.

PROGETTAZIONE ATI:

9.5. CONSIDERAZIONI SUL DECORSO DEI CEDIMENTI NEL TEMPO DELLE OPERE SU FONDAZIONE DIRETTA

Per quanto riguarda la valutazione del decorso dei cedimenti nel tempo delle opere su fondazione diretta, sulla base:

- dei risultati delle prove di permeabilità in situ;
- della composizione granulometrica dei terreni di fondazione;
- della profondità del bulbo delle tensioni che si sviluppa al di sotto delle opere di fondazione,

si può ritenere immediato il cedimento delle opere comprese tra Sforzacosta e la rotatoria SP77.

Per quanto riguarda le opere comprese tra la rotatoria SP77 e la rotatoria Mattei, si ritiene che l'evoluzione dei cedimenti si esaurisca nei tempi di costruzione dell'opera.

In particolare, si assume:

- la permeabilità dello strato LS4 è dedotta dalla prova Lefranc ($1.4 \cdot 10^{-6}$ m/s) eseguita nel foro di sondaggio BH09-PZ a profondità compresa tra 9.50 m – 10.50 m, così come riportato nella Tabella 4.13;
- lo strato AMA impermeabile;
- il modulo edometrico dello strato LS4 è ricavato come valore medio delle prove edometriche disponibili e riportate nella Tabella 9.14 ($E_{Ed} = 6.63$ MPa);
- come altezza del percorso di filtrazione si assume, cautelativamente, il massimo spessore dello strato LS4 (16 m).

Tabella 9.14: Estratto dei risultati delle prove edometriche per lo strato LS4

Campa gna	Sondaggi o	Campio ne	tipo di campion e	Profondità			Classificazio ne AGI	Unità geotecni ca	Prova edometrica			
				da m	a m	Quora di prelievo [m]			Coefficie nte di compres sibilità m ^v	Modulo edometri co E _{Ed}	Coefficie nte di permeabi lità k	Coefficie nte di consolida zione primaria c _v
								1/MPa	MPa	cm/s	cm ² /s	
2019	BH07-IN	CI1	Ind.	2.50	3.00	2.75	Argilla con limo, sabbiosa	LS4	0.27	3.70	6.14E-08	2.30E-03
2019	BH08-IN	CI1	Ind.	5.00	5.50	5.25	Argilla con limo, sabbiosa	LS4	0.22	4.50	8.80E-09	4.00E-04
2019	BH08-IN	CI2	Ind.	17.50	18.00	17.75	Argilla con limo, sabbiosa	LS4	0.07	13.40	8.21E-10	1.10E-04
2019	Pz07	CI1	Ind.	0.60	1.00	0.80	Argilla con limo, sabbiosa	LS4	0.20	4.90	5.68E-09	2.80E-04

Pertanto, sulla base delle assunzioni fatte, è possibile ricavare il coefficiente di consolidazione monodimensionale, c_v , come:

$$c_v = \frac{k \cdot E_{Ed}}{\gamma_w} = 9.28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$$

Avendo indicato con k il coefficiente di permeabilità, E_{Ed} il modulo edometrico e con γ_w il peso specifico dell'acqua.

Si fa notare che tale valore è più grande rispetto ai valori ricavati dalle prove di laboratorio, in quanto tiene conto anche della presenza della frazione sabbiosa del materiale e dell'effettiva permeabilità delle condizioni in sito.

Per completezza, si riporta il grafico del grado di consolidazione U_m in funzione del tempo, rappresentativo per le opere site nel tratto compreso tra la rotatoria SP77 e la rotatoria Mattei:

PROGETTAZIONE ATI:

Formulazione Teorica (Lancellotta; 1987)

$$U_m = (4Tv/\pi)^{0,5}/((1+ (4Tv/\pi)^{2,8})^{0,179})$$

$$Tv = ((\pi/4)(U_m)^2/(1-(U_m)^{5,6})^{0,357})$$

$$Tv = cv \cdot t/h^2$$

$$U_m = \delta_t/\delta_{tmax}$$

DATI DI INPUT:

h = 16.00 (m) (Massimo Percorso di Drenaggio)

cv = 9.28.E-04 (m²/sec) (Coeff. di Consolidazione)

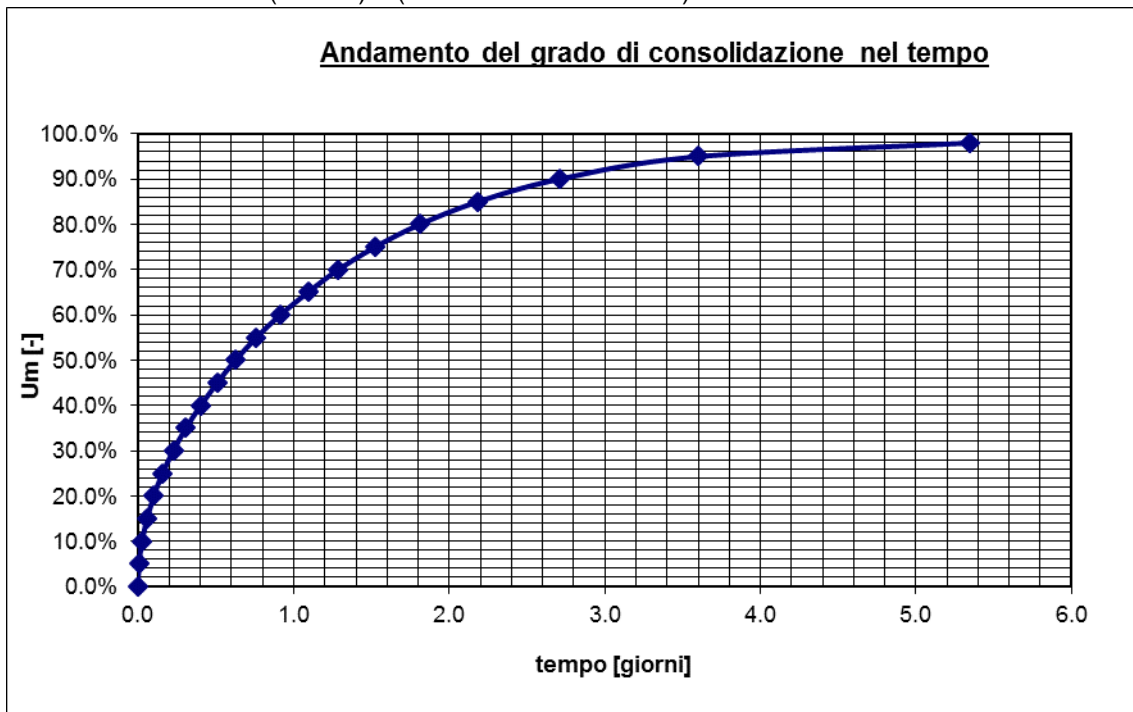


Figura 9.34: Evoluzione temporale del grado di consolidazione

Come si può osservare dalla Figura 9.34, al massimo, il decorso dei cedimenti si esaurisce nell'arco temporale inferiore a una settimana. Pertanto, anche i cedimenti delle opere comprese nel tratto tra la rotonda SP77 e la rotonda Mattei possono ritenersi praticamente istantanei o comunque esauribili durante la realizzazione delle opere.

9.6. TRINCEE E RILEVATI

Per quanto riguarda le trincee, nell'area del Fiume Chienti la pendenza delle scarpate è pari a 2 (orizzontale) su 1 (verticale) con banca di riposo di 2 m ogni 3.5 m di altezza. In tutto il resto del tracciato le trincee hanno una pendenza pari a 3 (orizzontale) su 2 (verticale).

Per i rilevati sono state adottate pendenze di 3 (orizzontale) su 2 (verticale) con banche di larghezza pari a 2 m ogni 6 m a partire dal piede della trincea o dalla sommità del rilevato.

Le analisi di stabilità sono state effettuate con il software STAP Terreni v14 della Aztec Informatica, che utilizza il metodo dell'equilibrio limite globale. In particolare, si è adottato il metodo di Bishop, per la verifica di opere, e il metodo di Janbu semplificato, per la verifica del versante. In ognuna delle analisi effettuate sono state analizzate un elevato numero di potenziali superfici di scivolamento, determinando quella cui compete, per ogni condizione di verifica, il minimo fattore di sicurezza.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2). In accordo al DM 17/01/2018, in condizioni statiche i valori da attribuire ai coefficienti parziali A2, M2 e R2 sono riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I di cui al D.M. 17/01/2018. In condizioni sismiche i coefficienti parziali A2 e M2 assumono valore unitario, mentre il valore da attribuire al coefficiente parziale R2 è riportato nel paragrafo 7.11.4.

Sui rilevati e sulla cresta delle trincee è stato considerato agente un carico accidentale con valore caratteristico pari a 20 kPa. Tale carico viene ridotto a 5 kPa in condizioni sismiche.

Per tutti i dettagli relativi i valori attribuiti sia ai coefficienti parziali di sicurezza sia al carico da traffico, in ogni singola analisi e condizione di carico, si faccia riferimento ai tabulati di calcolo riportati nei documenti:

- LO703.MC.D.P.GENER.00.GET.REL.004;
- LO703.MC.D.P.GENER.00.GET.REL.005;
- LO703.MC.D.P.GENER.00.GET.REL.007;
- LO703.MC.D.P.GENER.00.GET.REL.008;
- LO703.MC.D.P.GENER.00.GET.REL.009;
- LO703.MC.D.P.GENER.00.GET.REL.010.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite portando in conto anche l'azione sismica mediante l'utilizzo del metodo pseudo-statico. Con tale metodo si è valutato il fattore di sicurezza rispetto allo scorrimento, lungo la superficie di rottura considerata, rappresentando gli effetti sismici mediante forza statiche orizzontali e verticali agenti nel verso di maggiore instabilità.

Per maggior chiarezza, si precisa che per le verifiche di stabilità della trincea al km 0+175 e per il rilevato al km 0+400 l'azione sismica è stata calcolata sulla base dei risultati numerici dell'analisi di risposta sismica locale. Pertanto, nella lettura dei tabulati di calcolo, il coefficiente di amplificazione stratigrafica deve essere interpretato come un coefficiente moltiplicativo di a_g/g tale da ottenere, come prodotto $a_g/g * S_s$, il risultato dell'analisi di risposta sismica locale (PGA = 0.51 g).

9.6.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE TRINCEE

9.6.1.1. Trincea alla progressiva 0+175

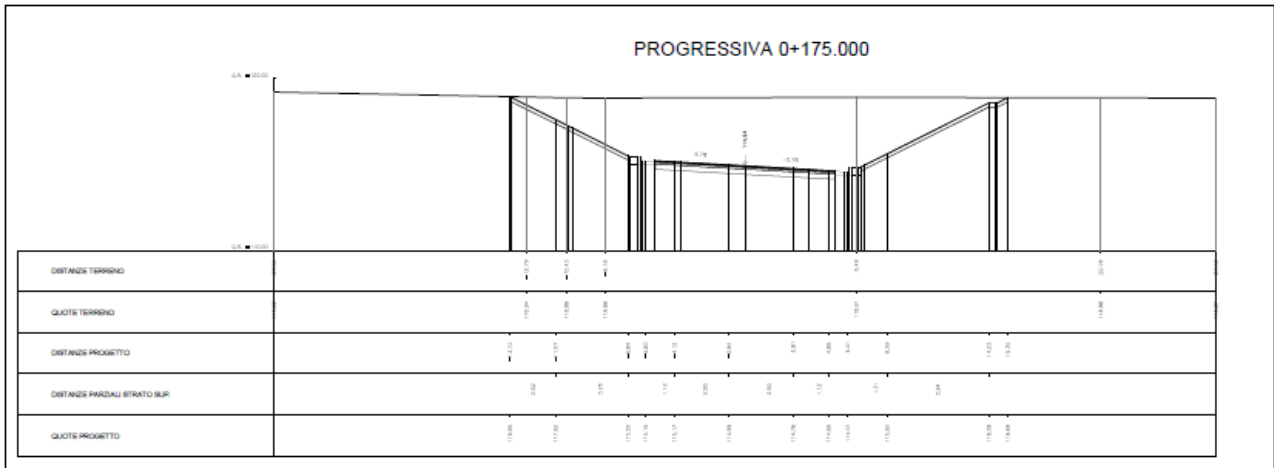


Figura 9.35 – Sezione trasversale stradale

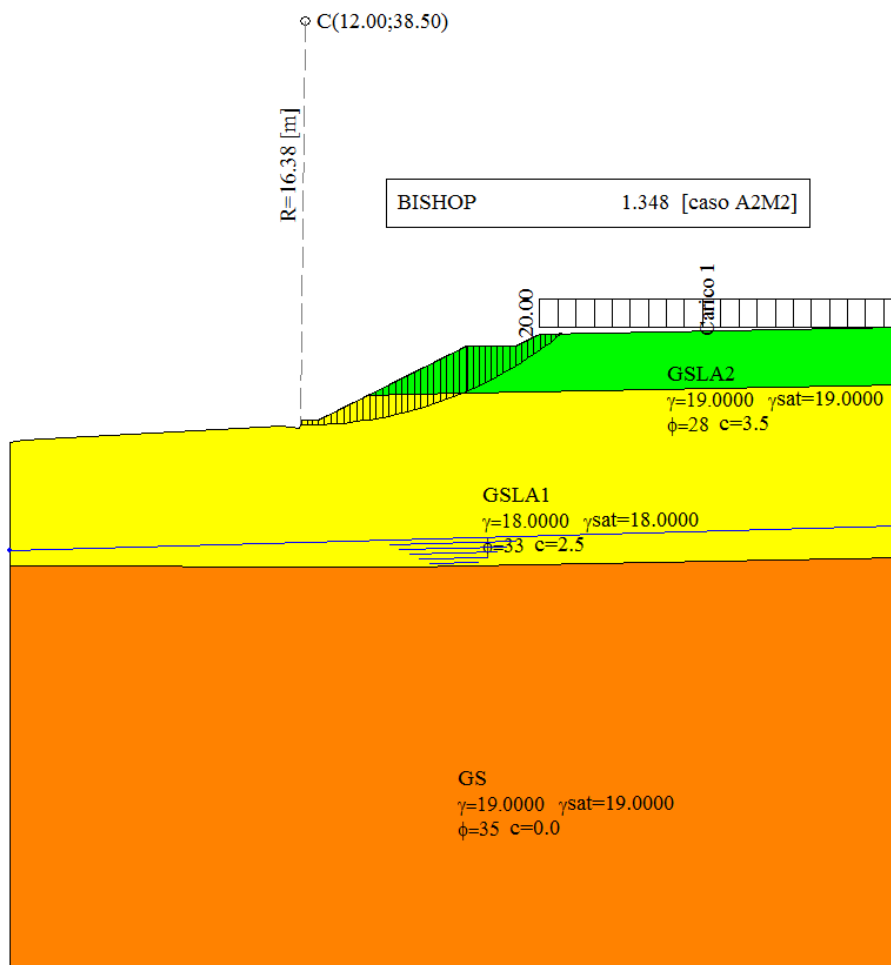


Figura 9.36 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica

PROGETTAZIONE ATI:

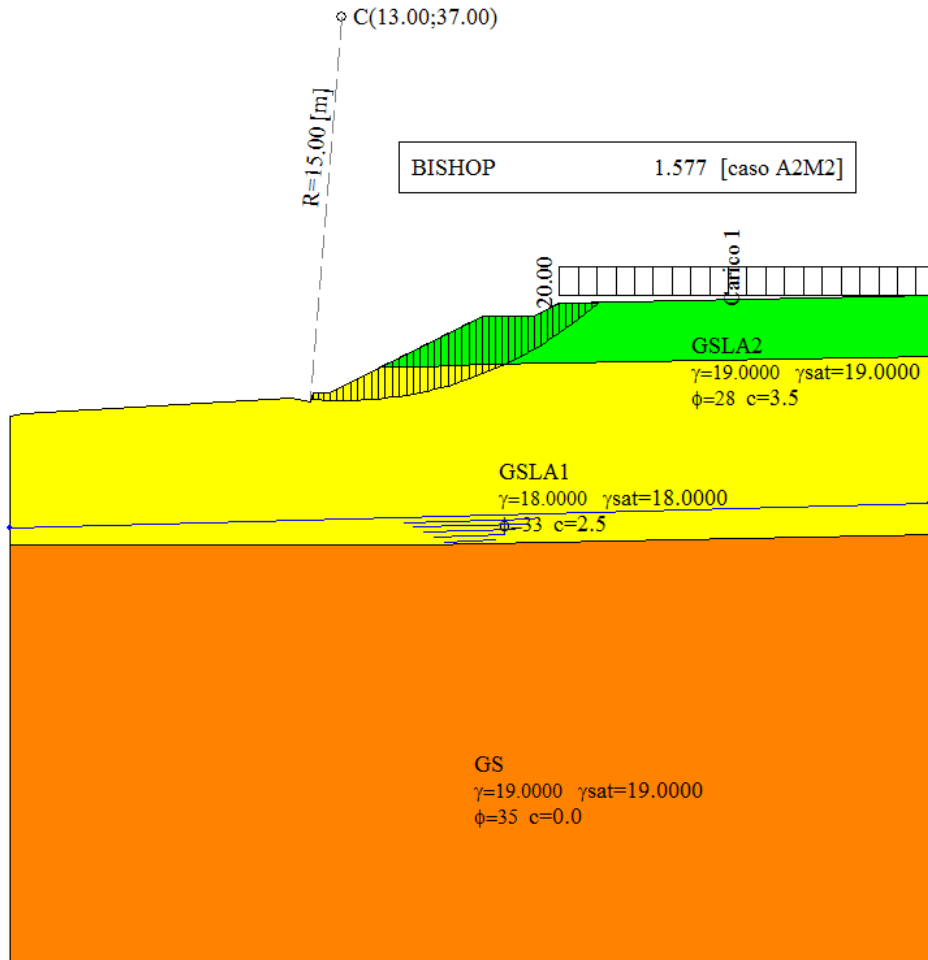


Figura 9.37 - Verifica di stabilità globale - condizione statica

9.6.1.2. Trincea alla progressiva 4+375

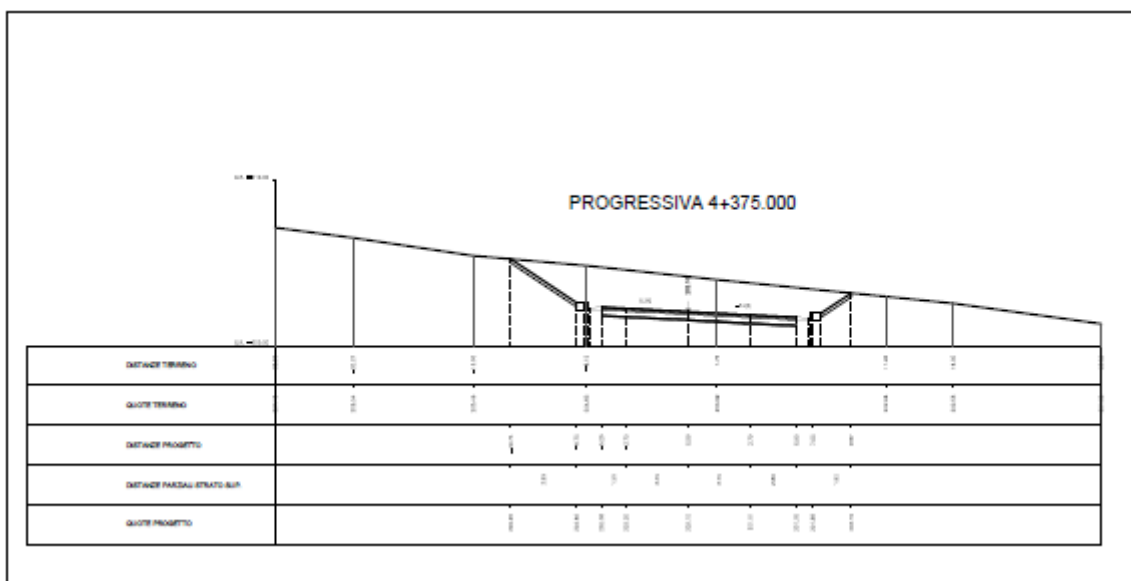


Figura 9.38 – Sezione trasversale stradale

PROGETTAZIONE ATI:

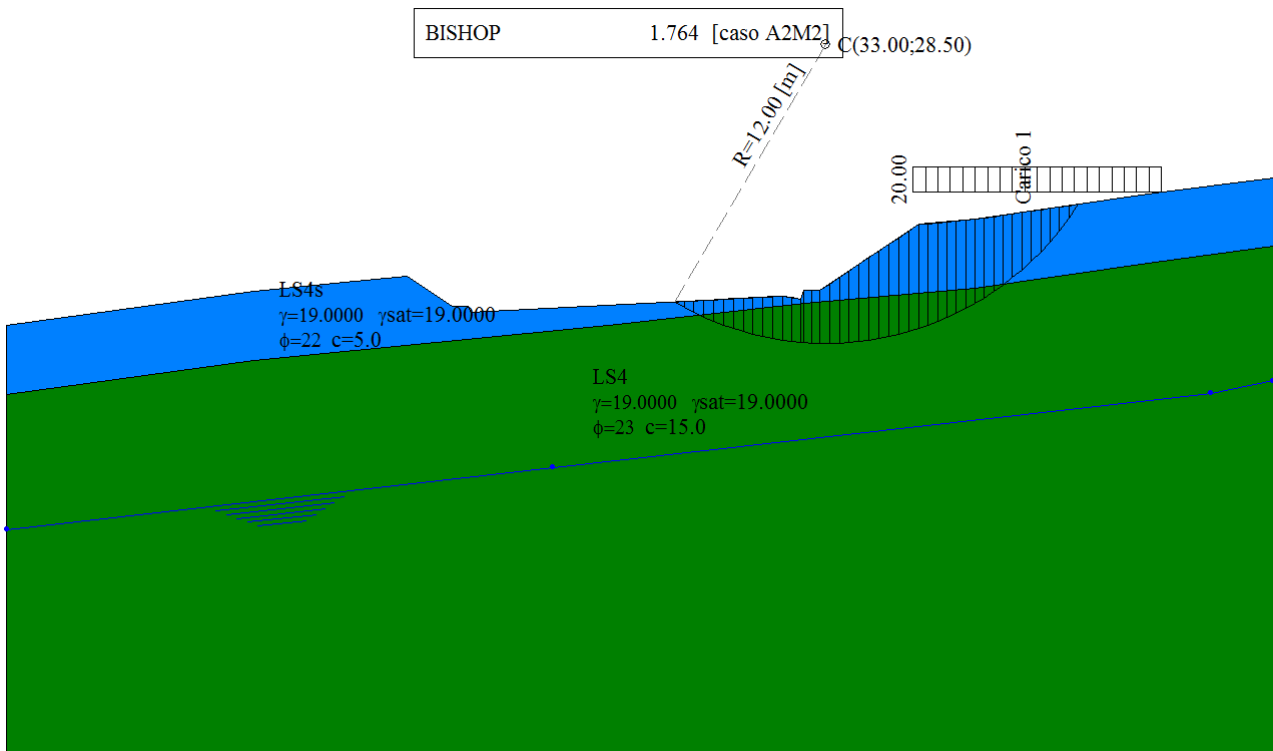


Figura 9.39 - Verifica di stabilità globale - condizione statica drenata

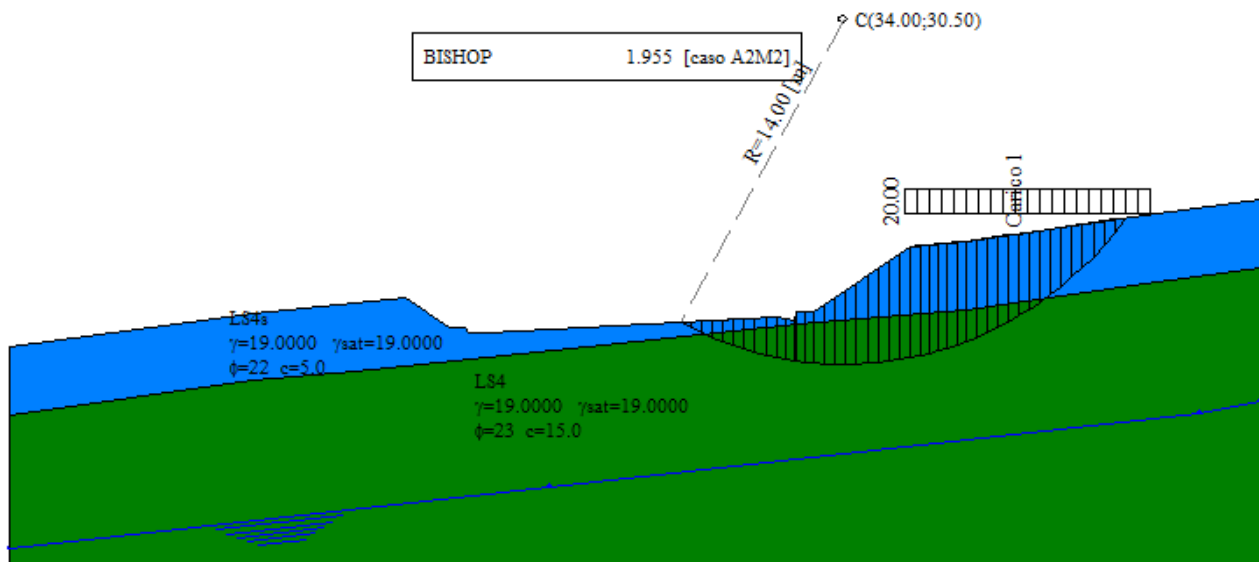


Figura 9.40 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica drenata

PROGETTAZIONE ATI:

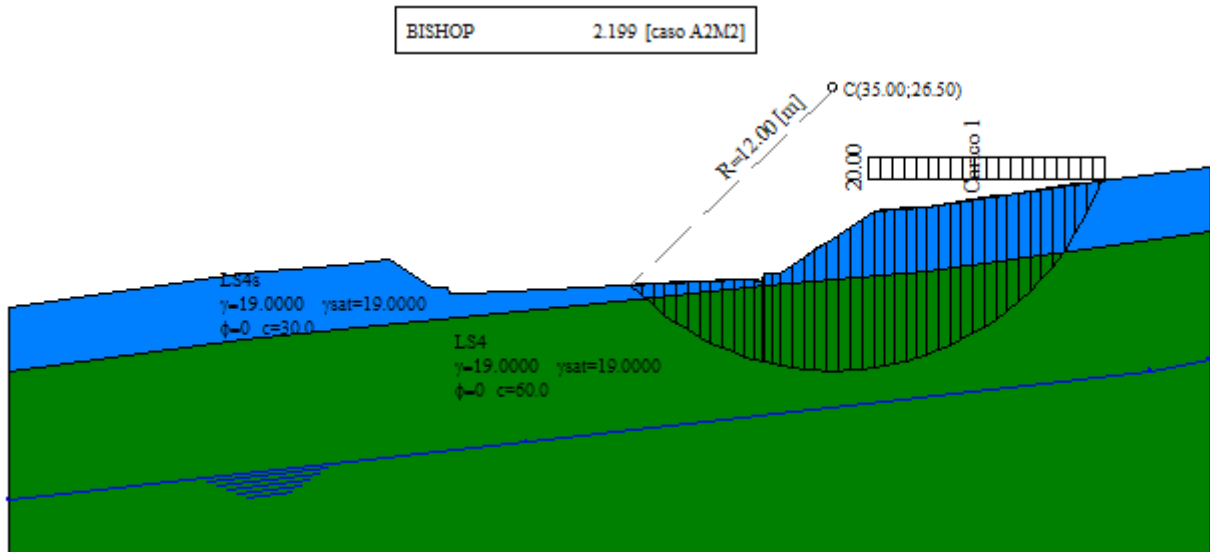


Figura 9.41 - Verifica di stabilità globale - condizione statica non drenata

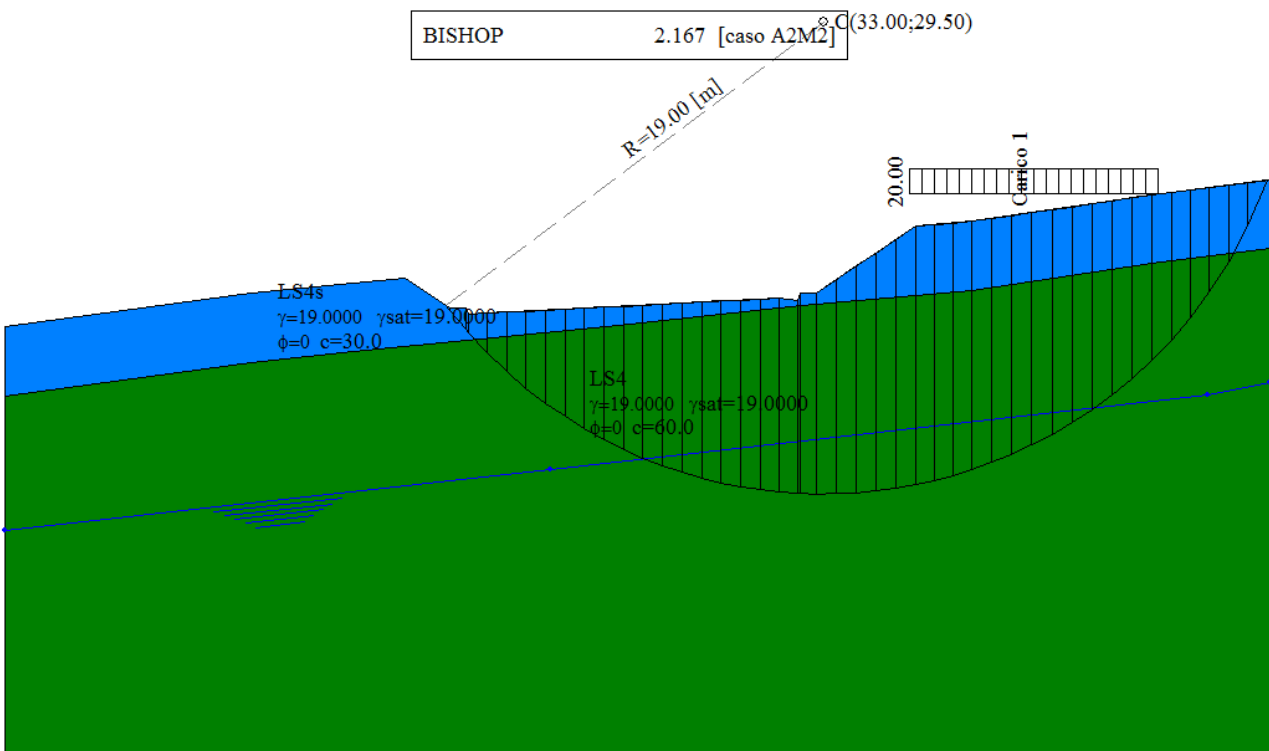


Figura 9.42 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica non drenata

PROGETTAZIONE ATI:

9.6.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI

9.6.1.1. Rilevato alla progressiva 0+400

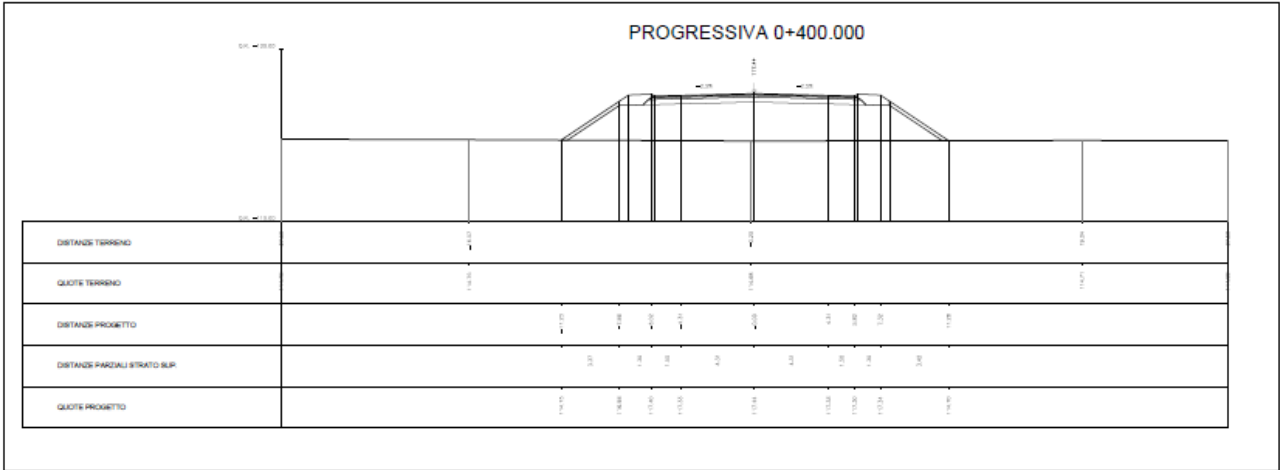


Figura 9.43 – Sezione trasversale stradale

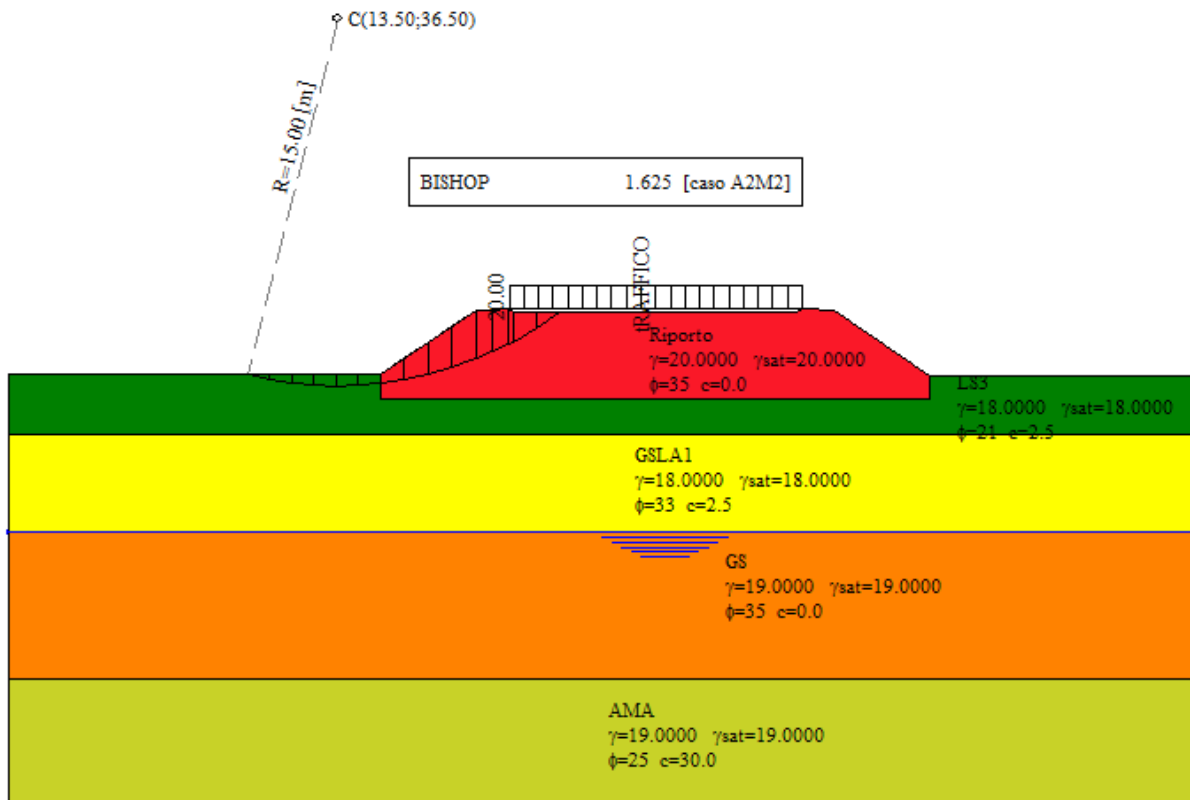


Figura 9.44 - Verifica di stabilità globale - condizione statica drenata

PROGETTAZIONE ATI:

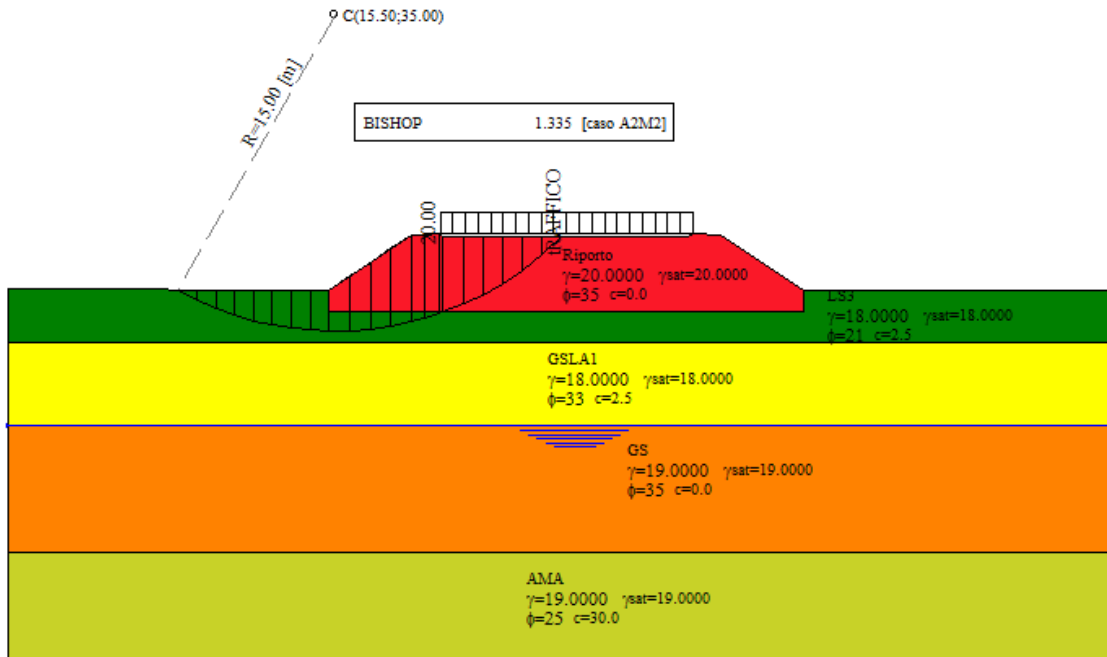


Figura 9.45 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica drenata

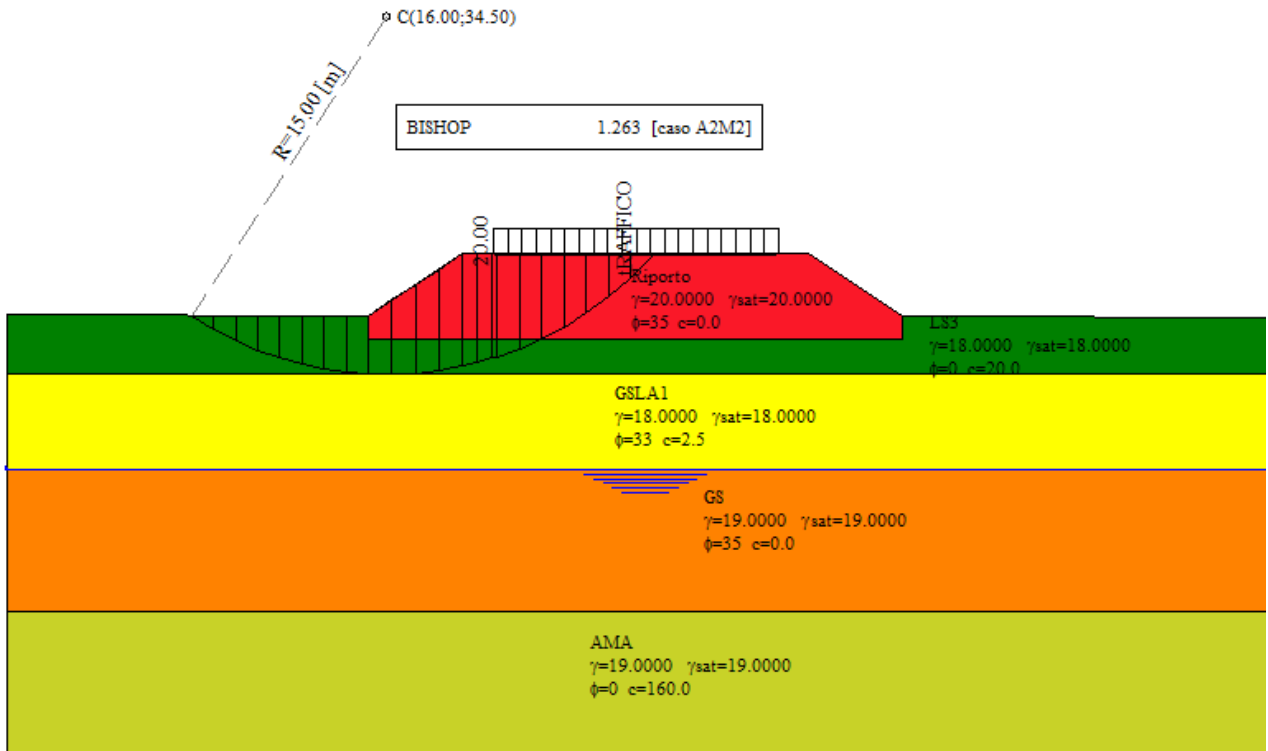


Figura 9.46 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica non drenata

PROGETTAZIONE ATI:

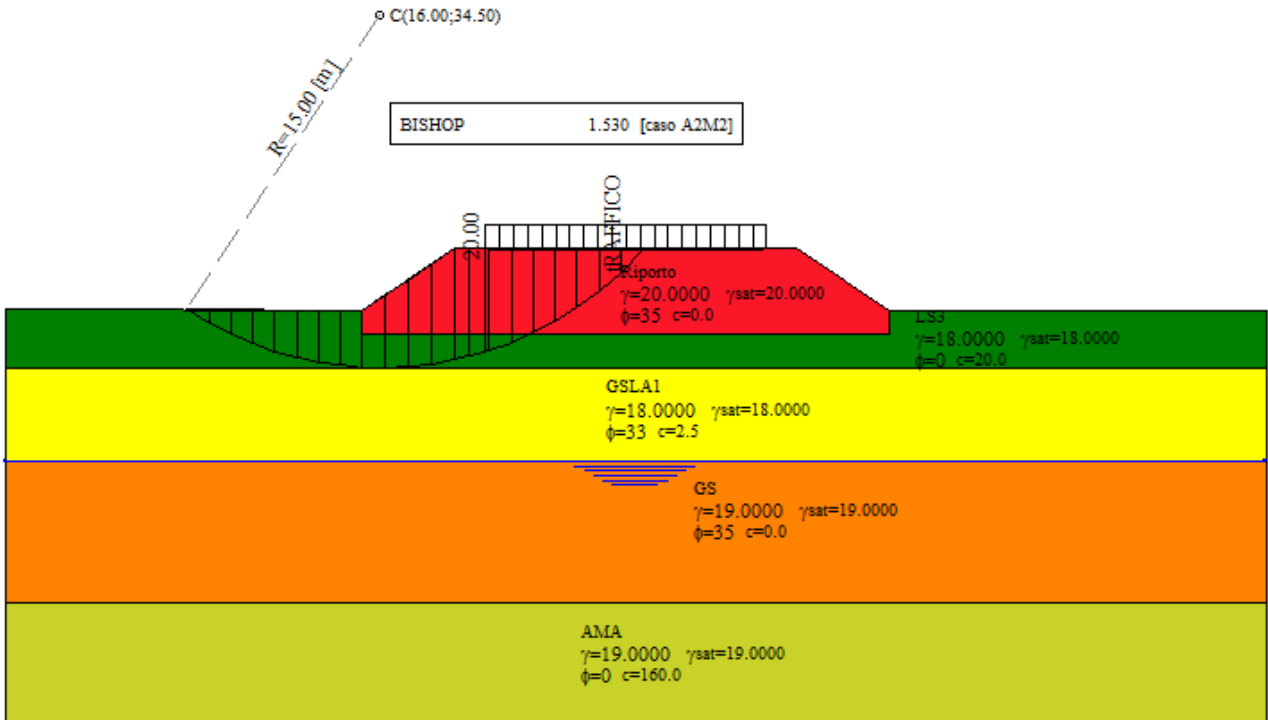


Figura 9.47 - Verifica di stabilità globale - condizione statica non drenata

9.6.1.2. Rilevato alla progressiva 1+075

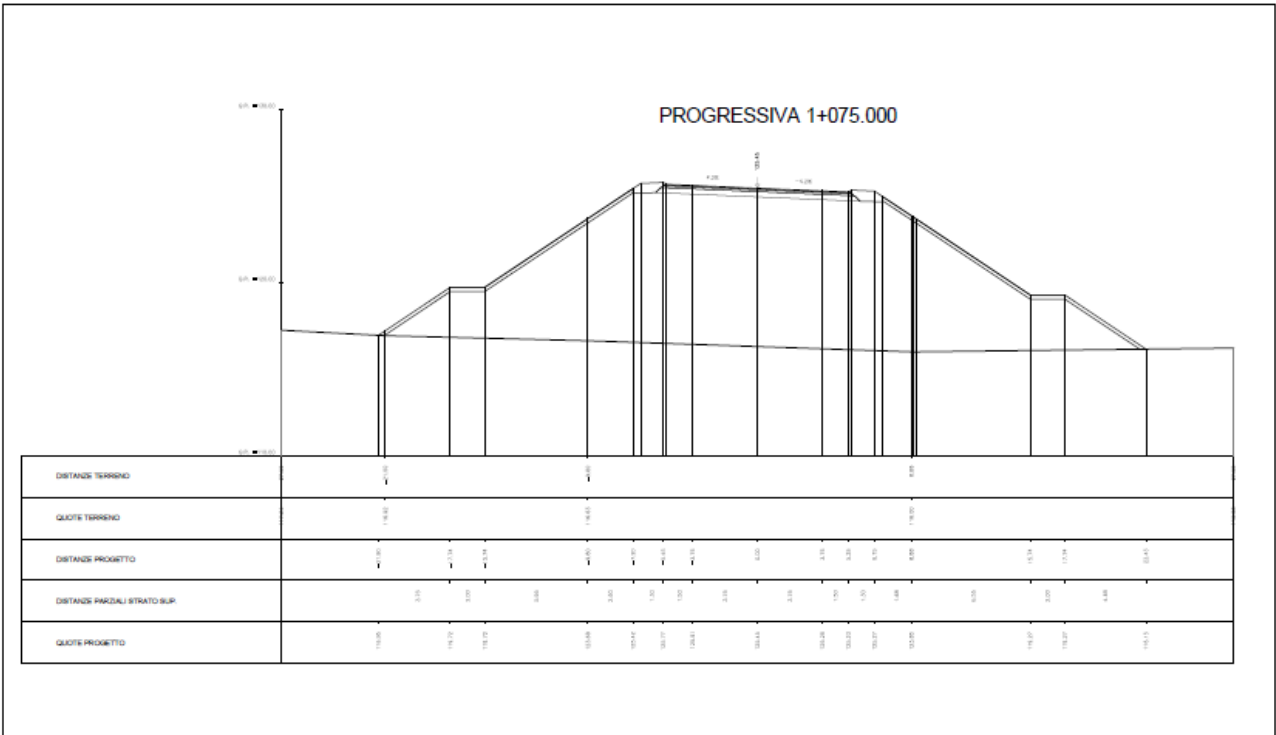


Figura 9.48 – Sezione trasversale stradale

PROGETTAZIONE ATI:

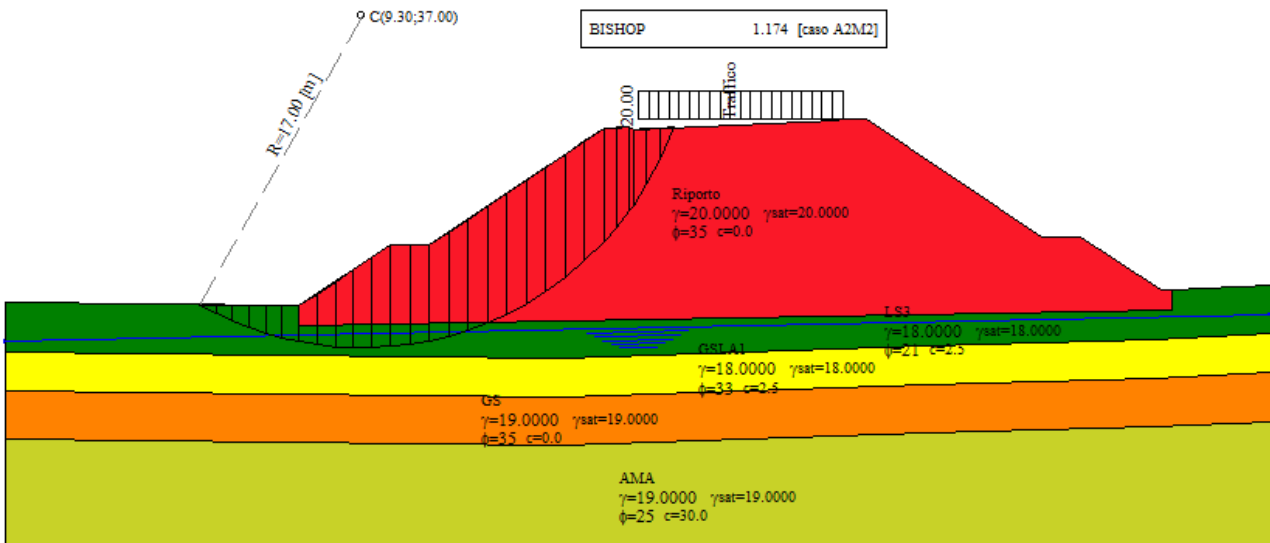


Figura 9.49 - Verifica di stabilità globale - condizione statica drenata

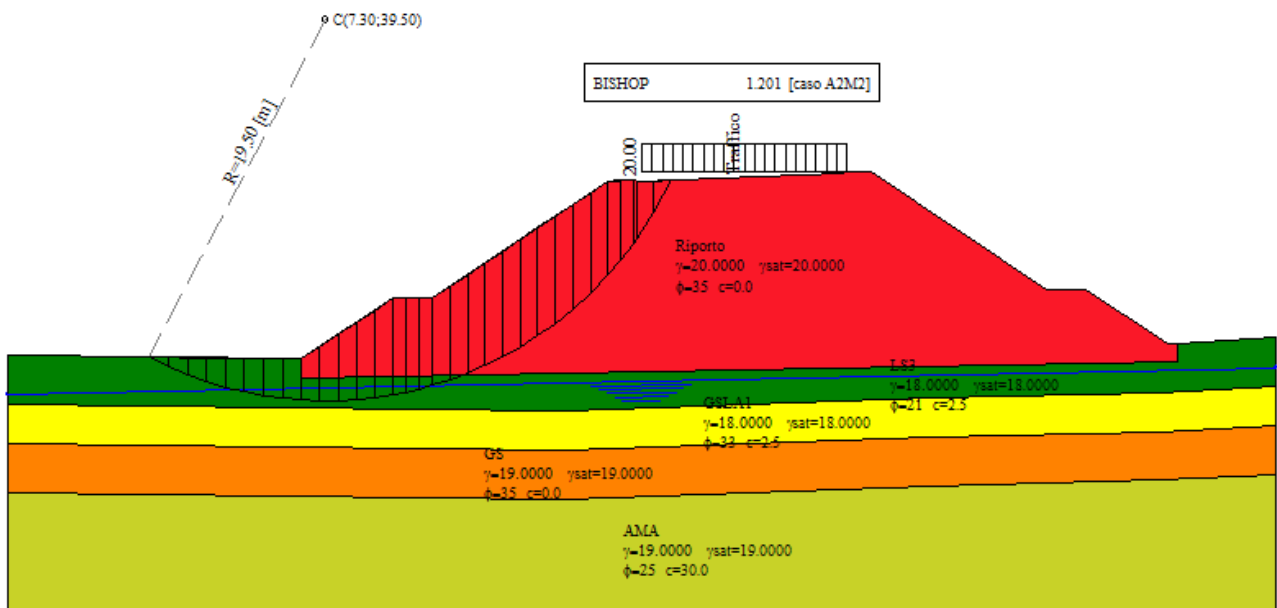


Figura 9.50 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica drenata

PROGETTAZIONE ATI:

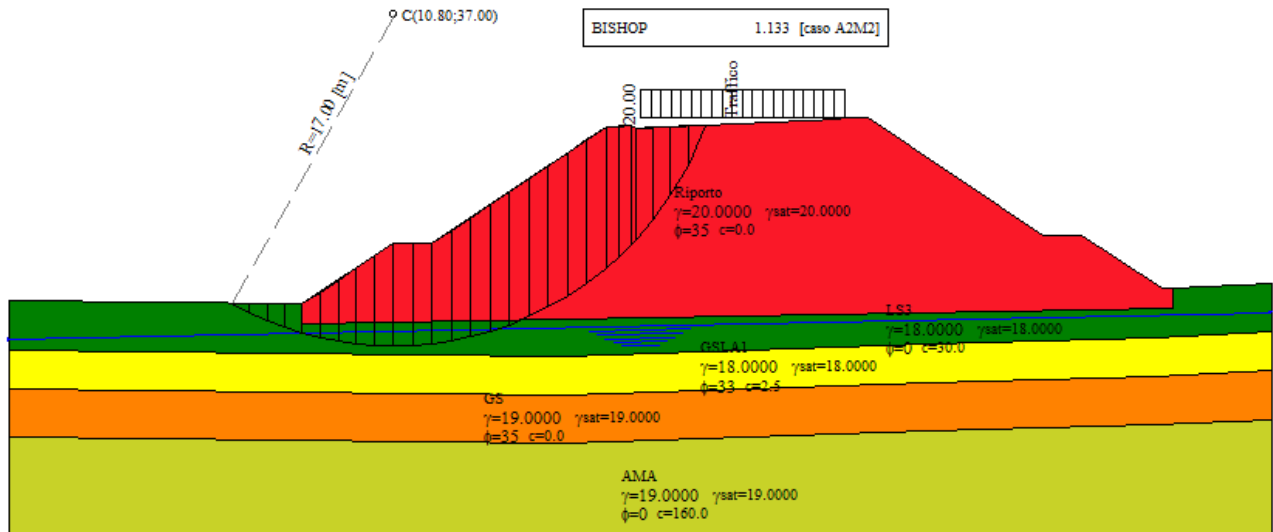


Figura 9.51 - Verifica di stabilità globale - condizione statica non drenata

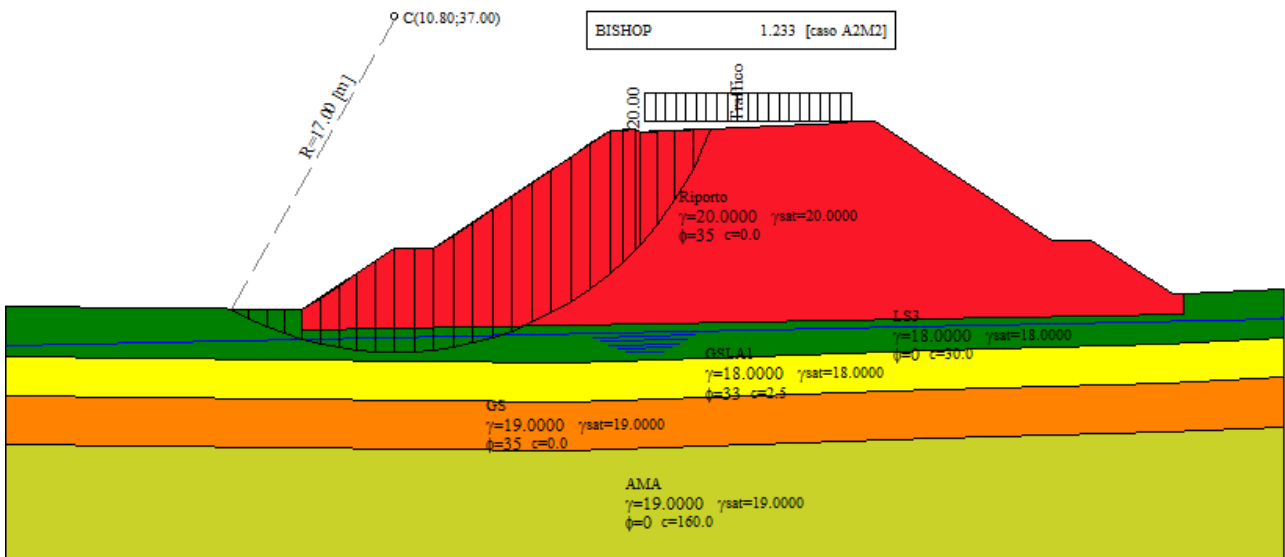


Figura 9.52 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica non drenata

PROGETTAZIONE ATI:

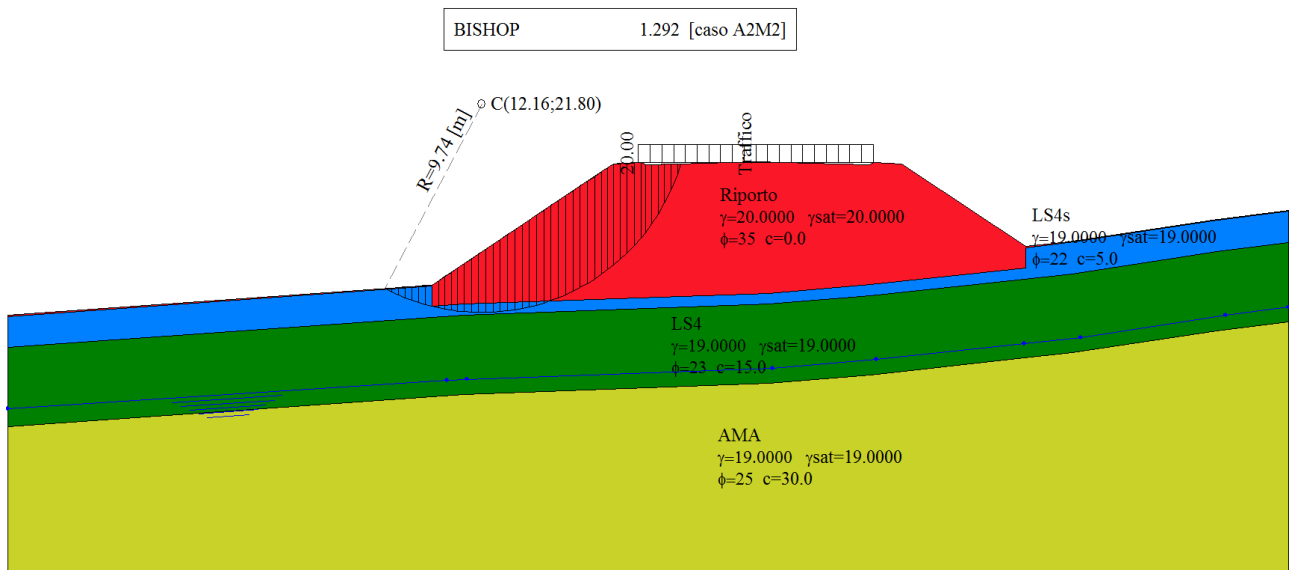


Figura 9.55 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica drenata

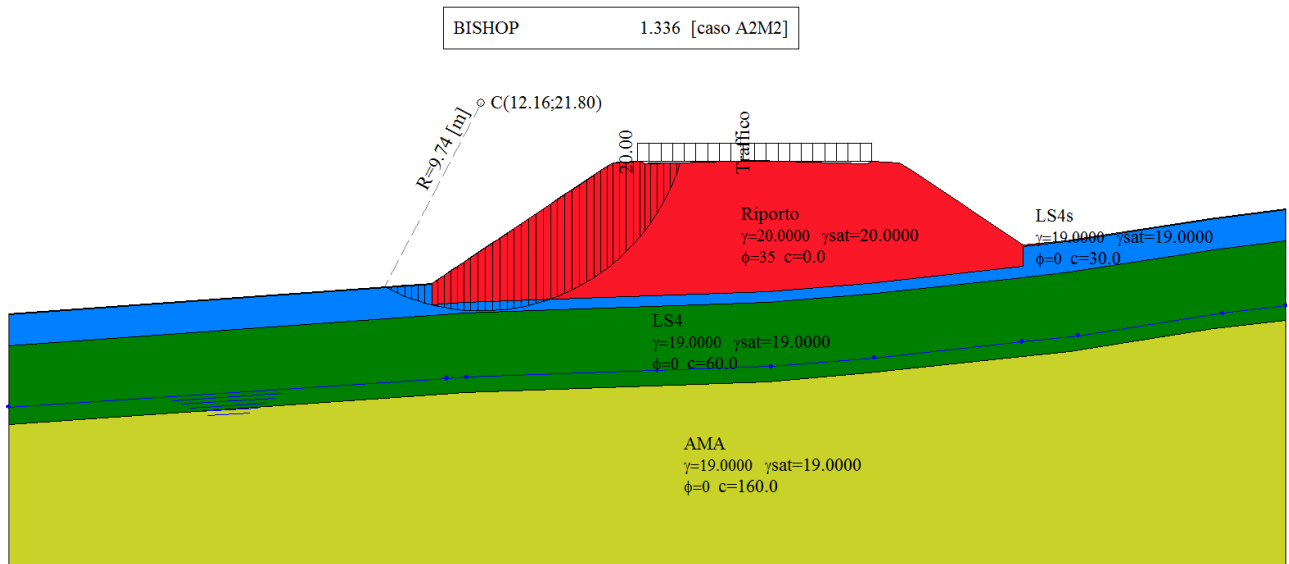


Figura 9.56 - Verifica di stabilità globale - condizione statica non drenata

PROGETTAZIONE ATI:

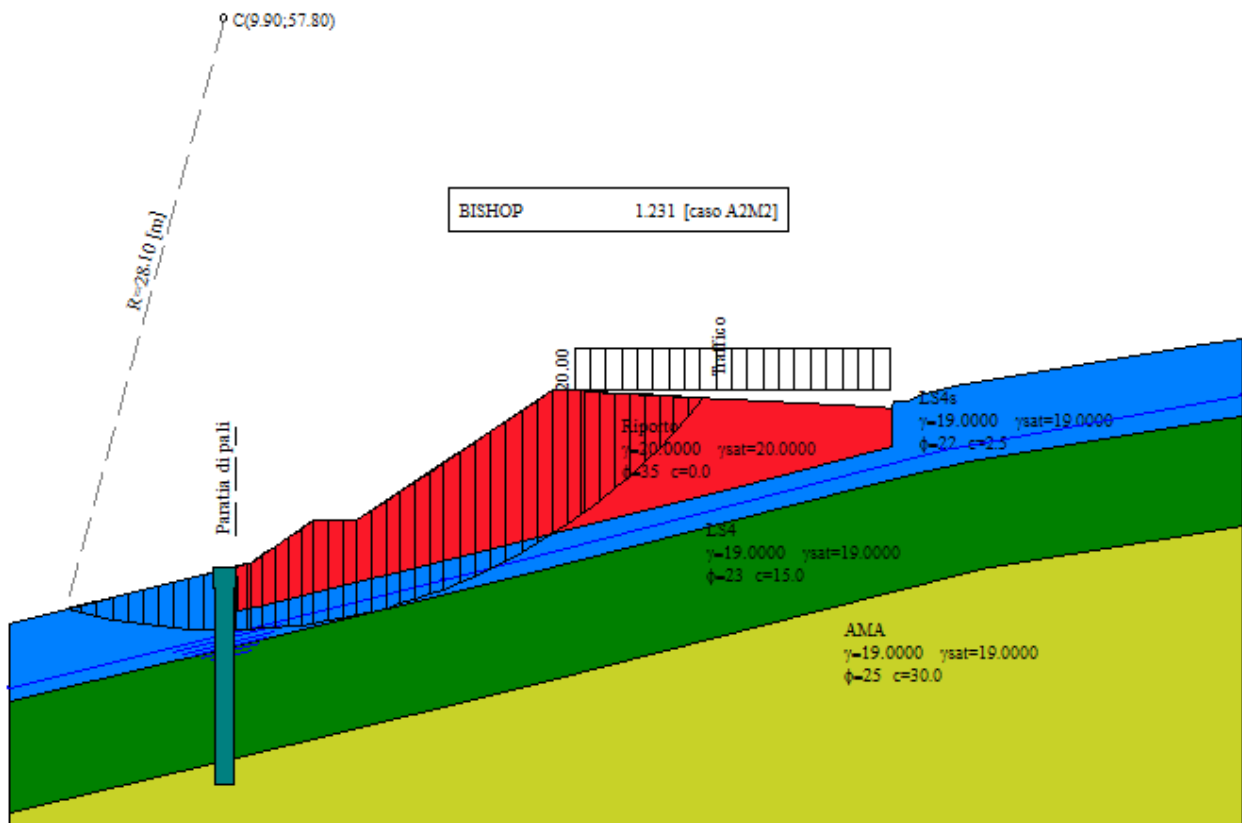


Figura 9.59 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica drenata

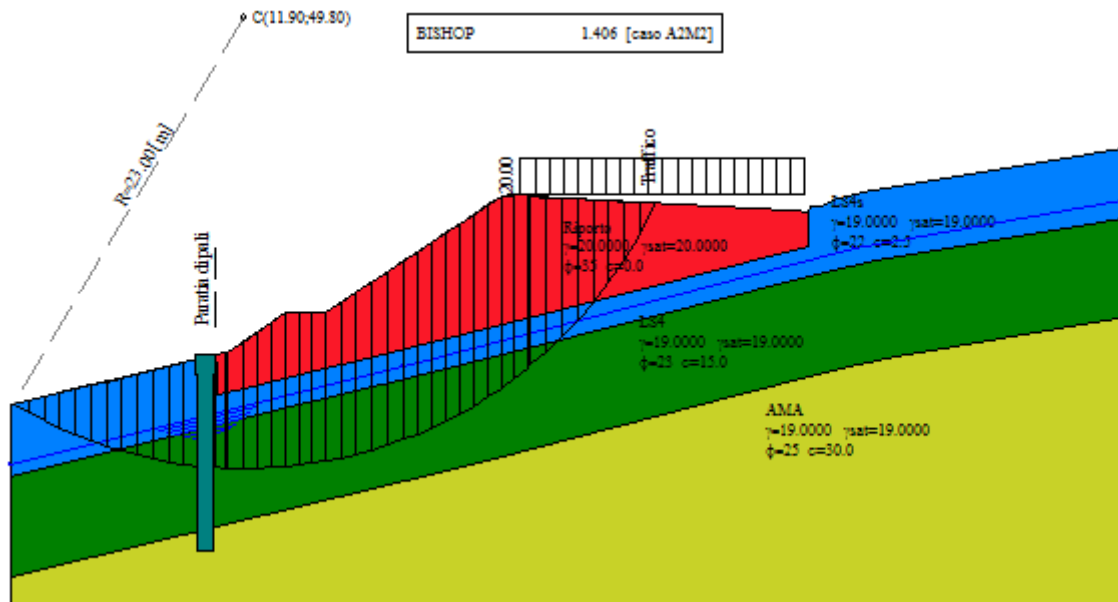


Figura 9.60 - Verifica di stabilità globale - condizione statica drenata

PROGETTAZIONE ATI:

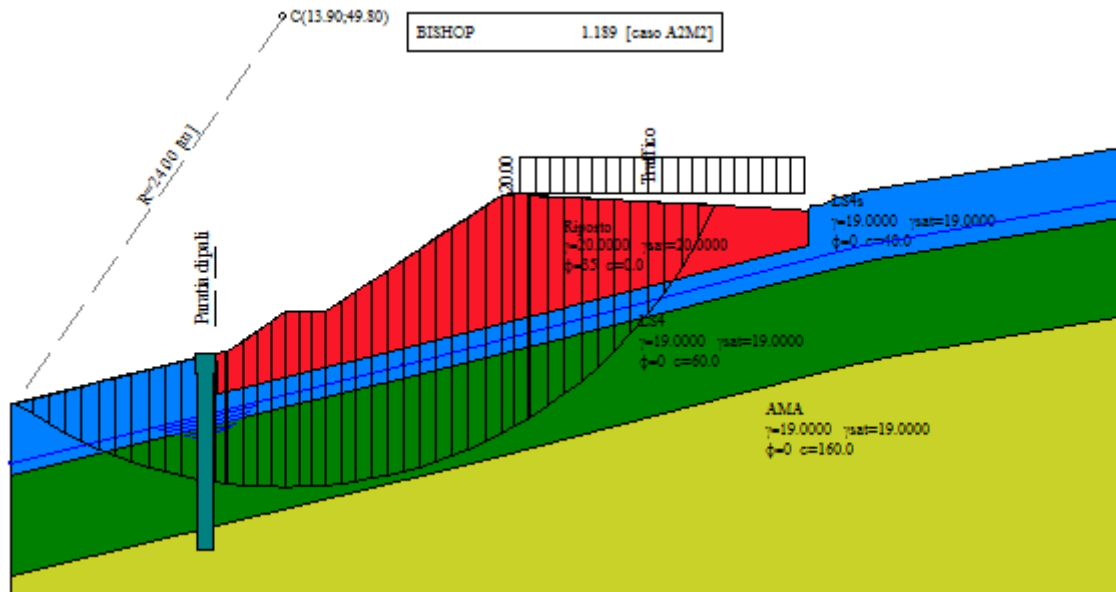


Figura 9.61 - Verifica di stabilità globale - condizione statica non drenata

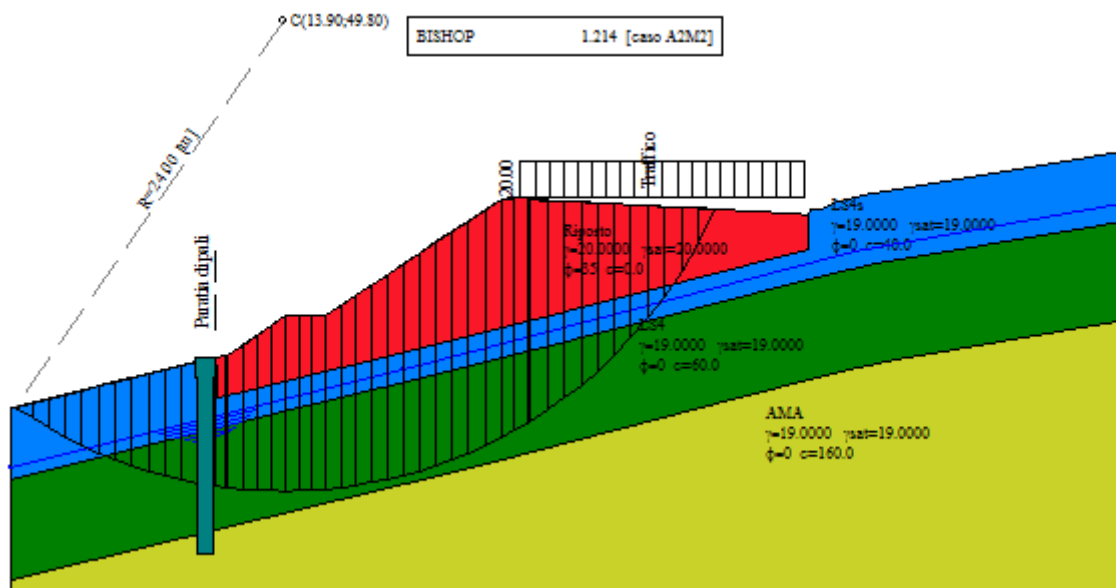


Figura 9.62 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica non drenata

Inoltre, considerando che l'opera ricade all'interno di un corpo di frana, sono state eseguite anche analisi di stabilità globale del pendio utilizzando, per lo strato LS4s, i valori dei parametri meccanici residui. Tale analisi è riportata nel documento LO703.MC.D.P.GENER.00.GET.REL.003.A "Interventi di stabilizzazione".

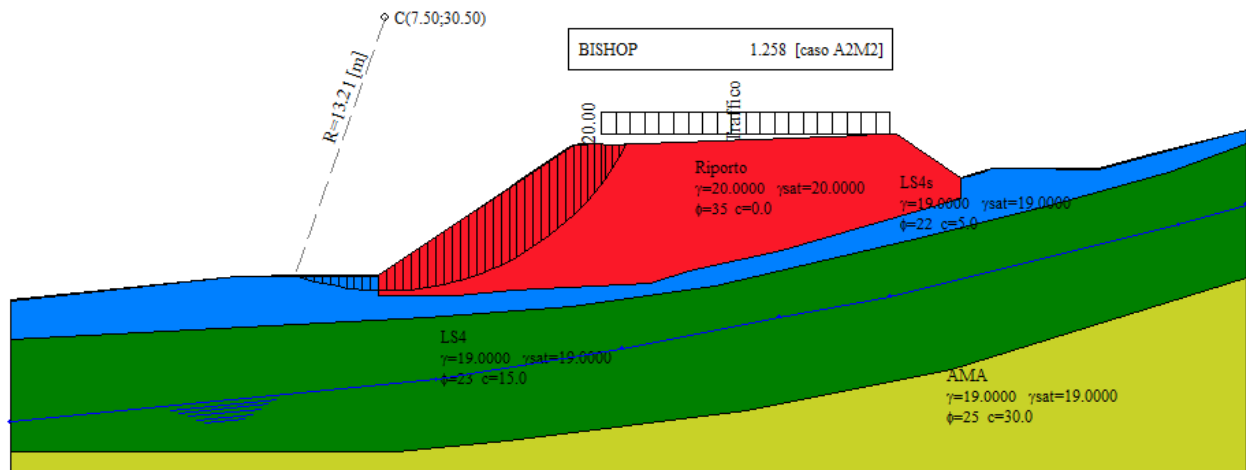


Figura 9.65 - Verifica di stabilità globale - condizione statica drenata

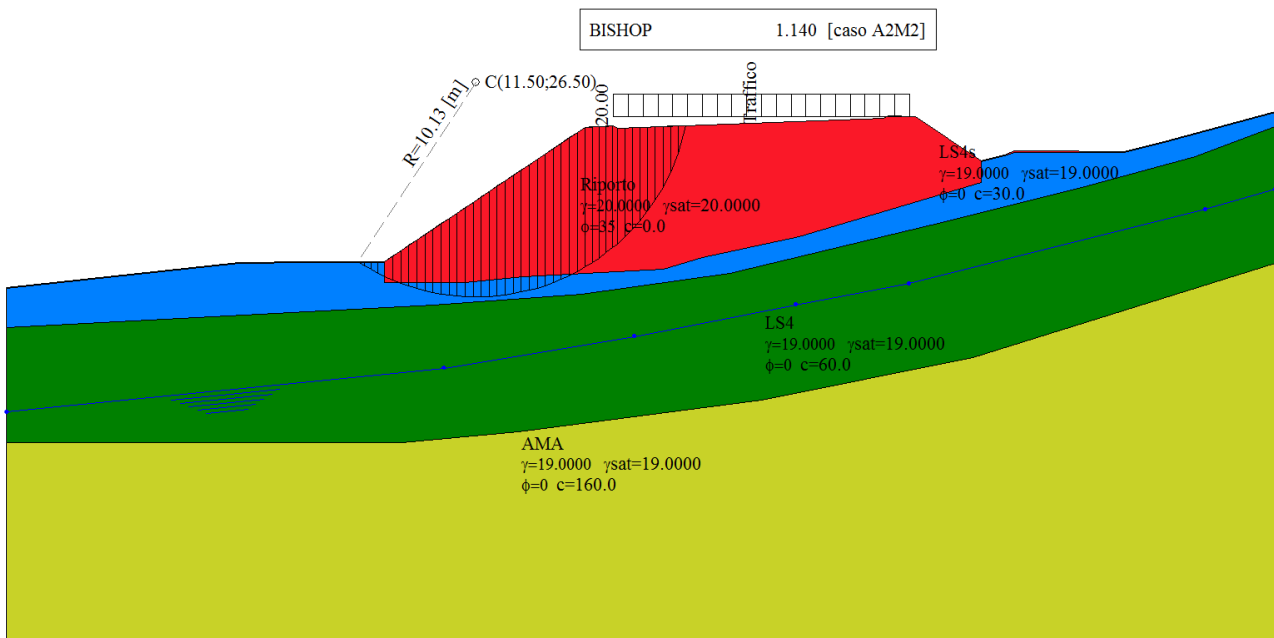


Figura 9.66 - Verifica di stabilità globale - condizione statica non drenata

PROGETTAZIONE ATI:

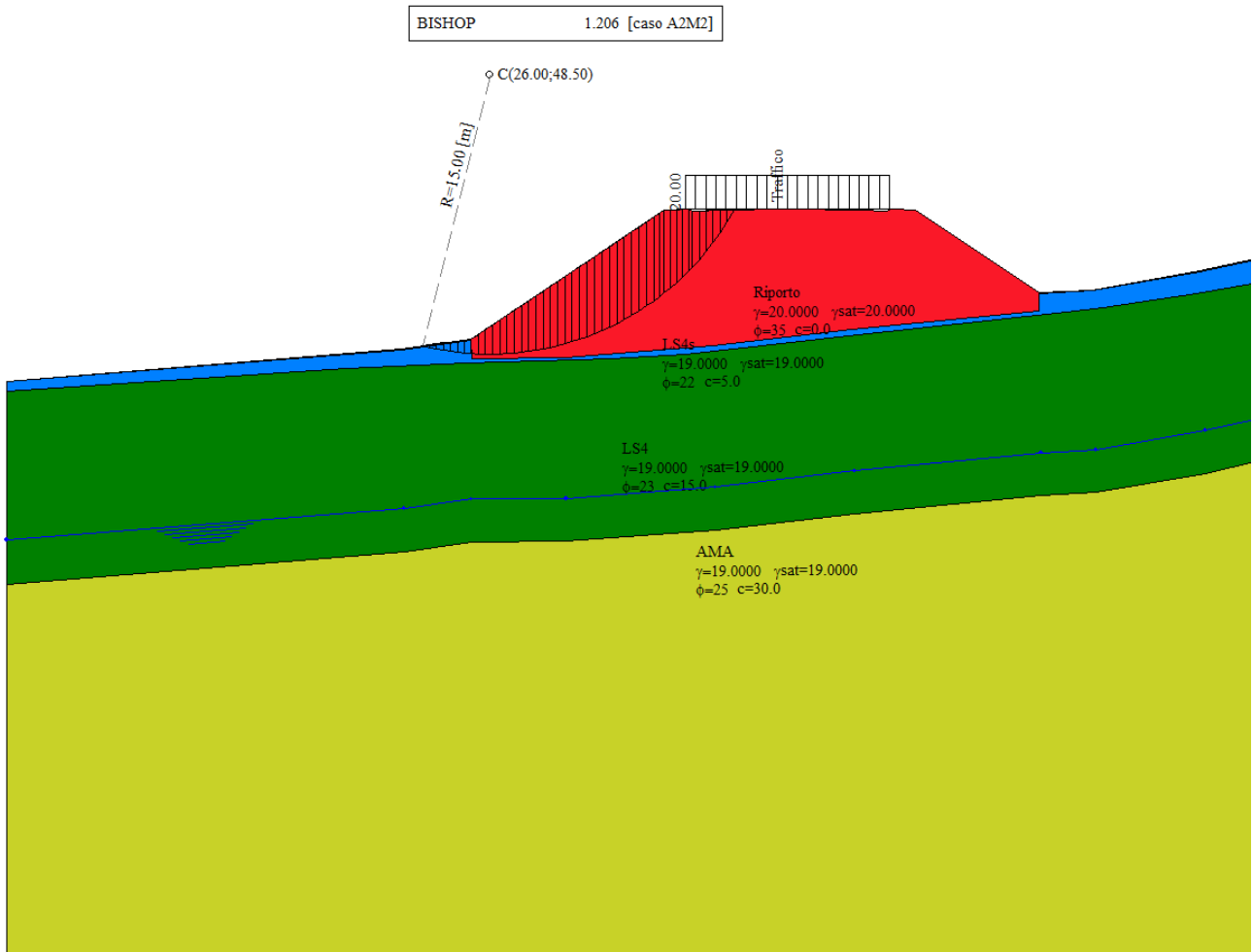


Figura 9.69 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica drenata

PROGETTAZIONE ATI:

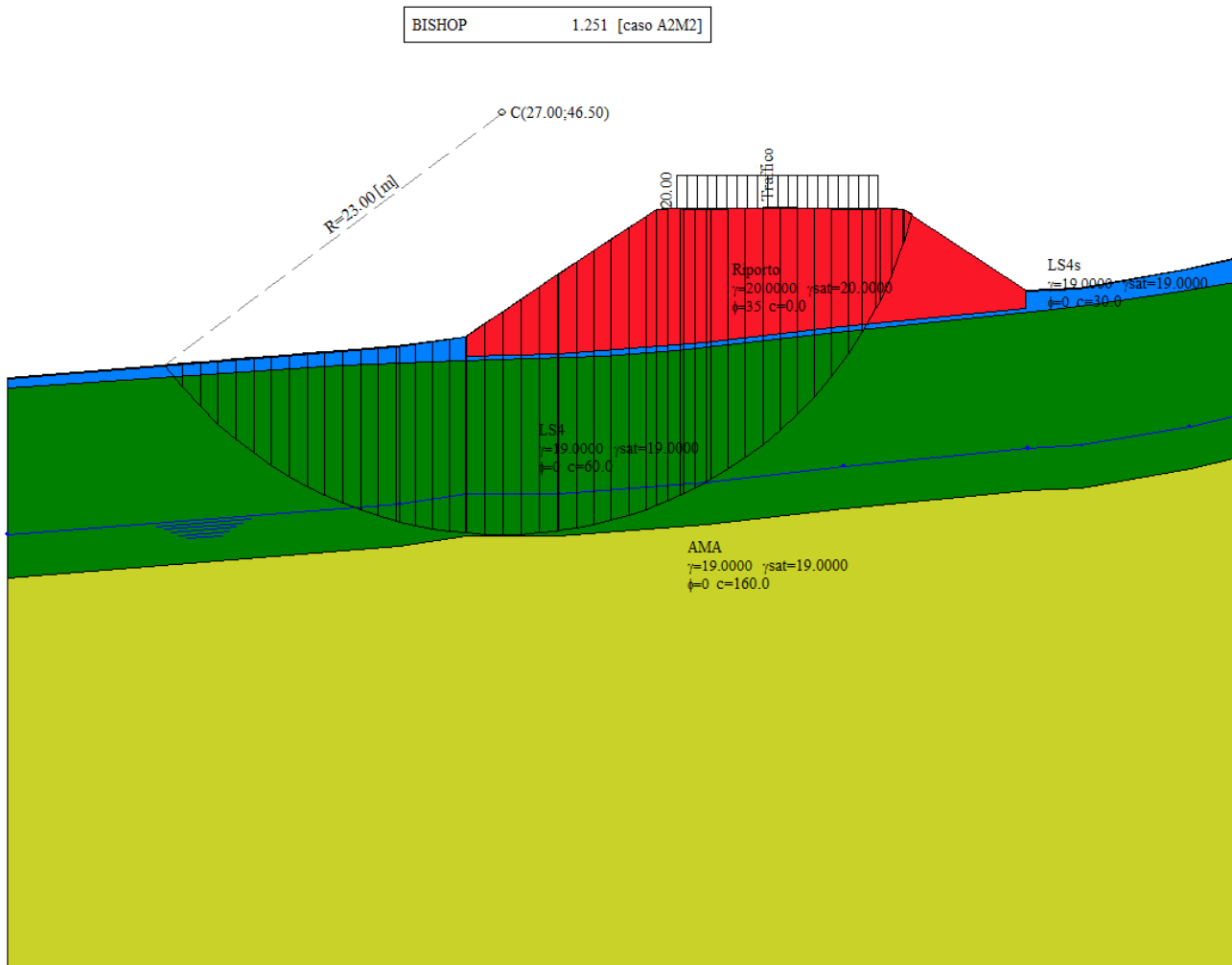


Figura 9.71 - Verifica di stabilità globale - condizione statica non drenata

PROGETTAZIONE ATI:

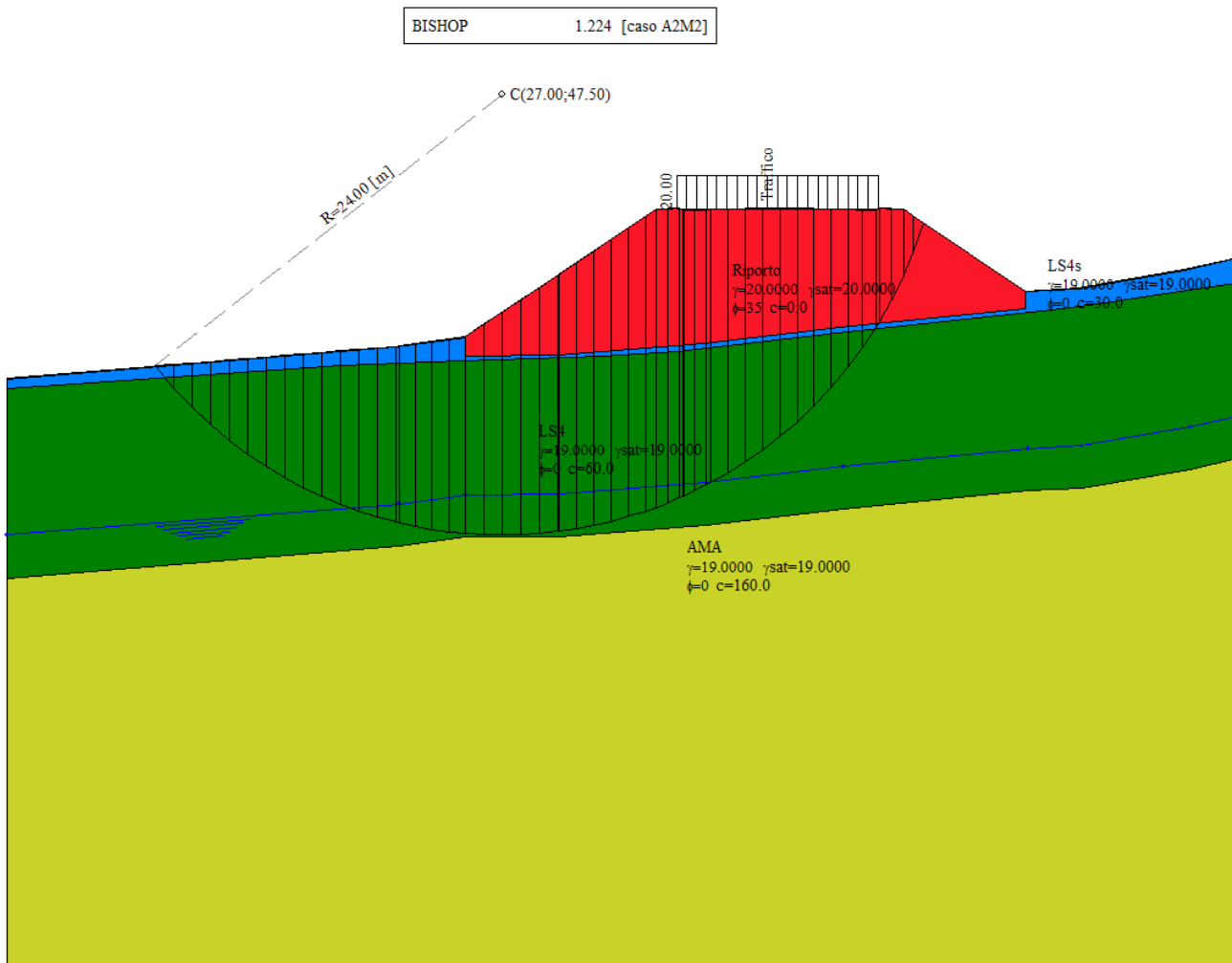


Figura 9.72 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica non drenata

9.7. ANALISI DI STABILITÀ DELLE OPERE DI SOSTEGNO

Si riporta l'analisi di stabilità globale della paratia sullo svincolo SP77

PROGETTAZIONE ATI:

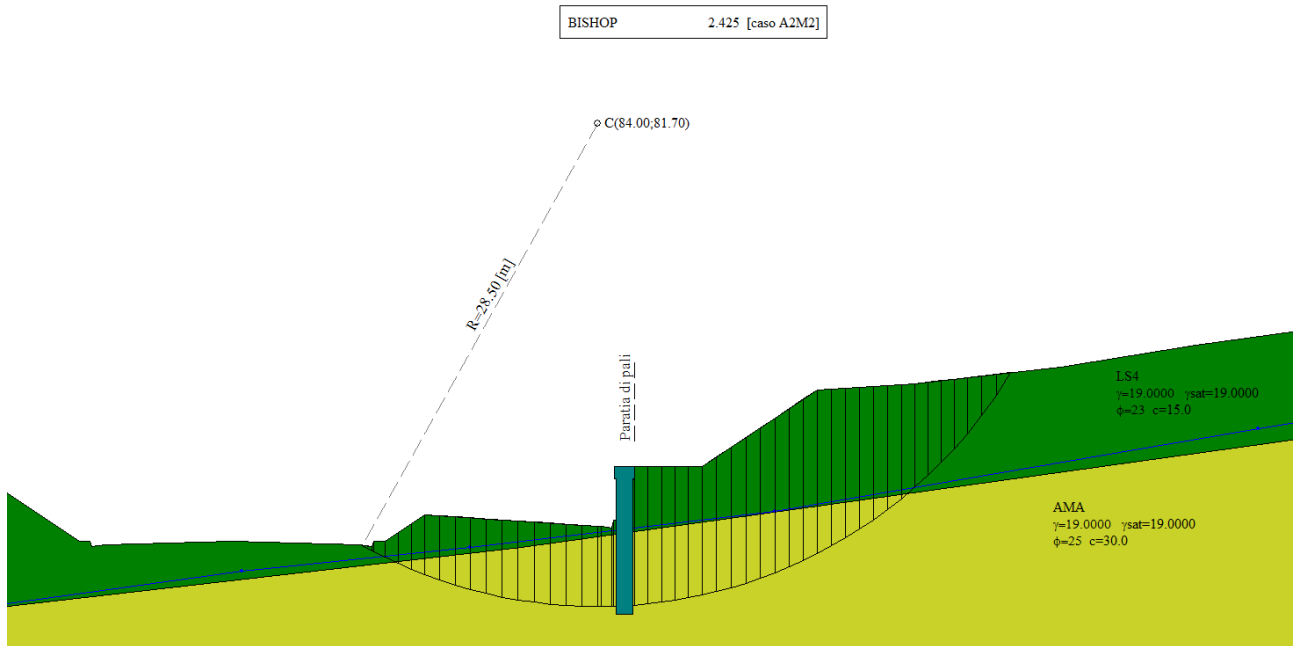


Figura 9.73 - Verifica di stabilità globale - condizione statica drenata

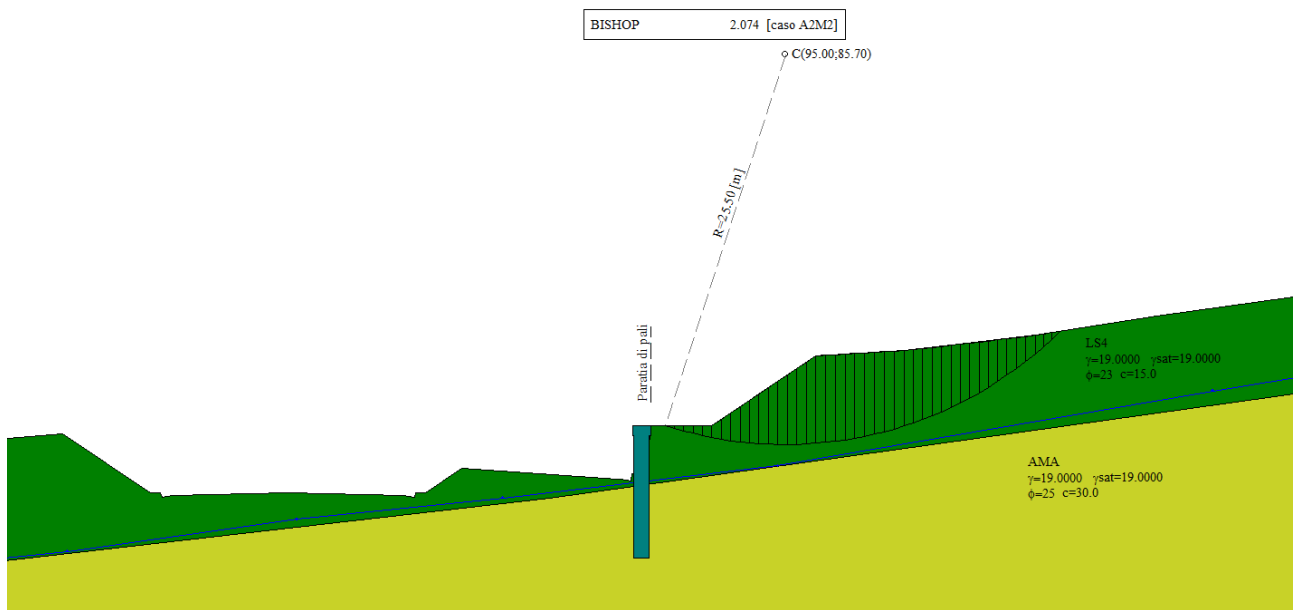


Figura 9.74 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica drenata

Si riporta l'analisi di stabilità globale del muro su pali compreso tra le progressive 3+475 e 3+525.

PROGETTAZIONE ATI:

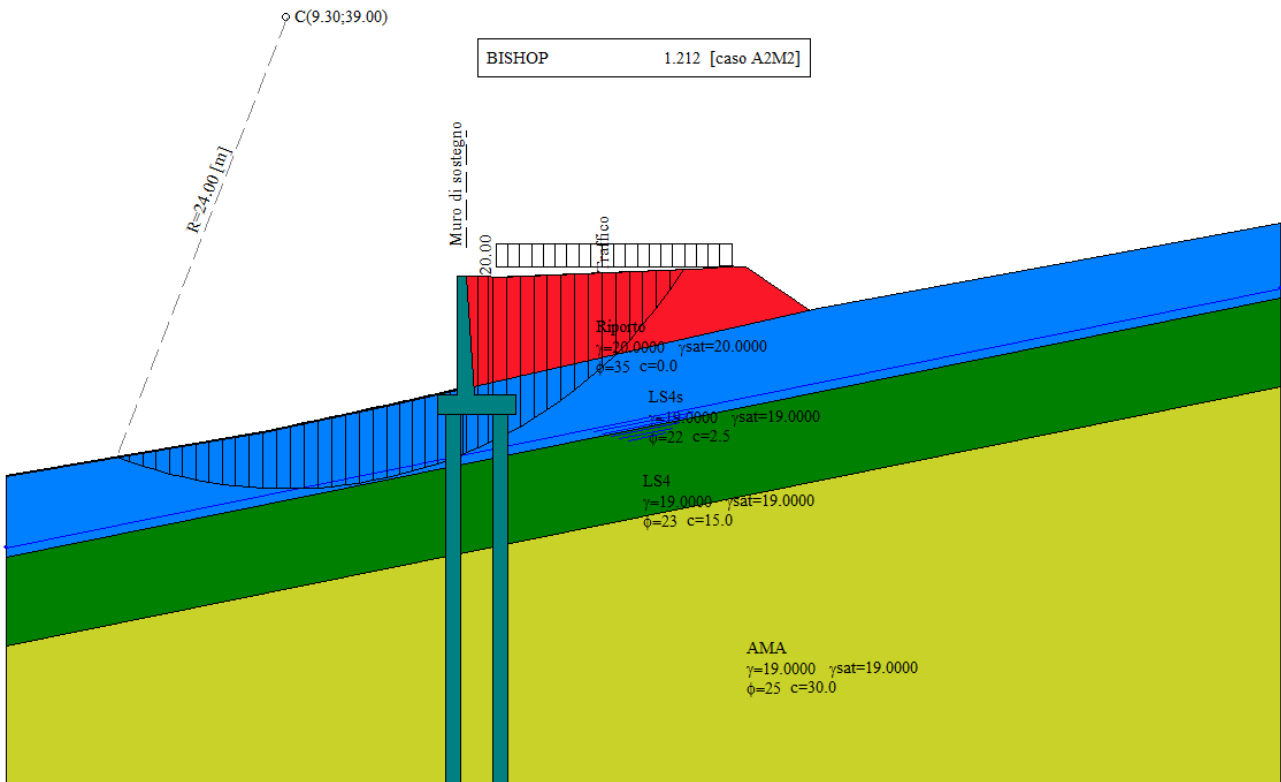


Figura 9.75 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica drenata

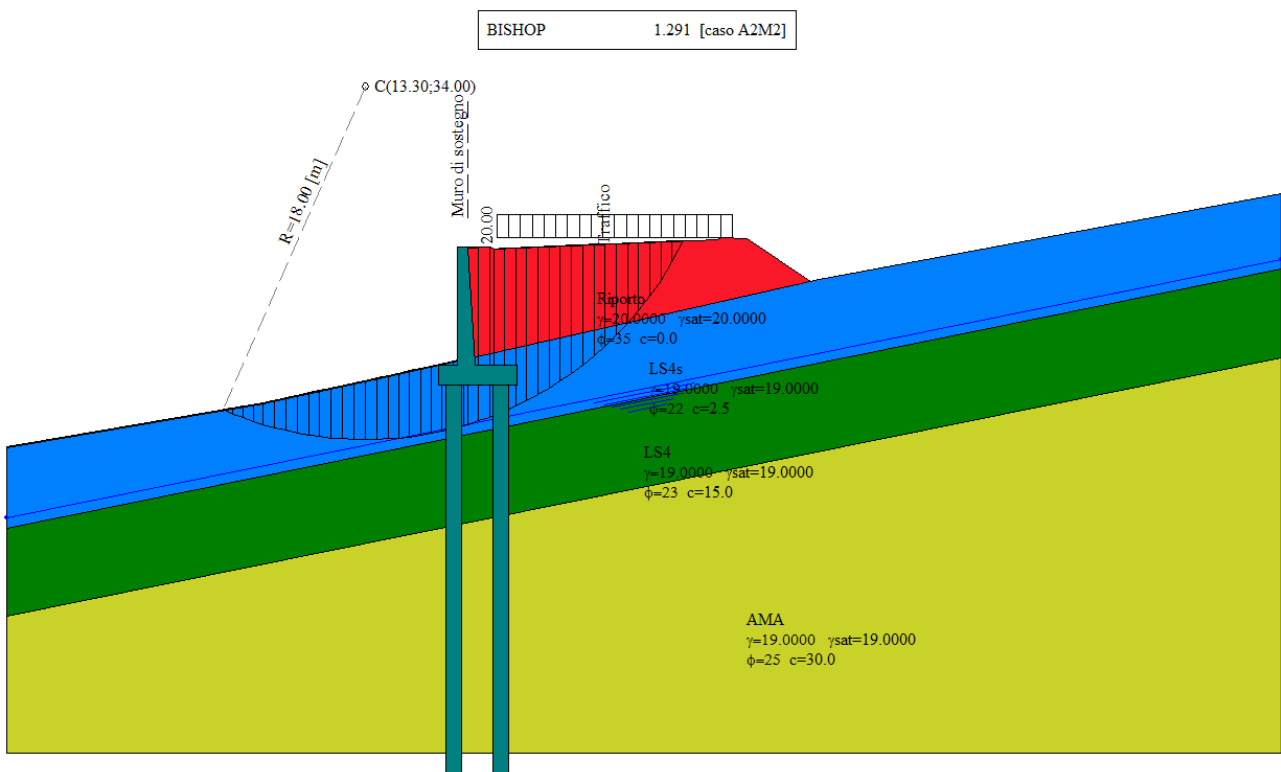


Figura 9.76 - Verifica di stabilità globale - condizione statica drenata

PROGETTAZIONE ATI:

Inoltre, visto che l'opera ricade all'interno del corpo di frana, si è proceduto a eseguire anche l'analisi di stabilità globale del pendio utilizzando, per lo strato LS4s, i valori dei parametri meccanici residui. Si riporta l'analisi di stabilità del pendio:

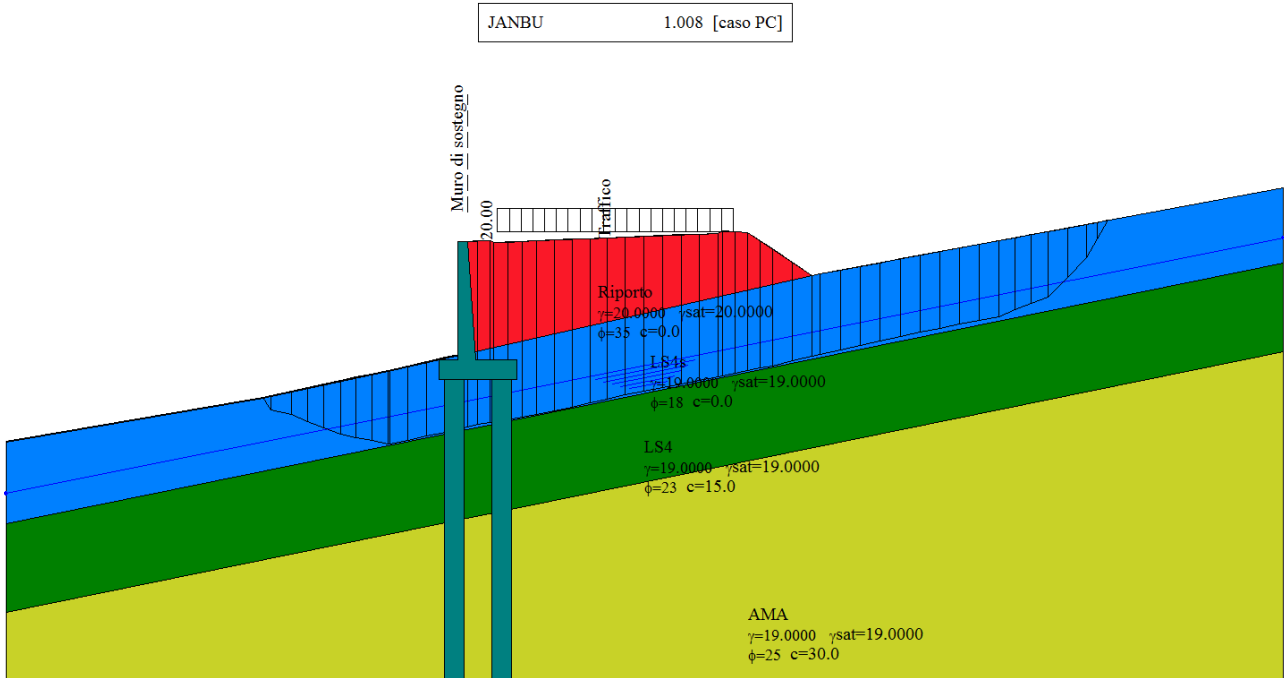


Figura 9.77 - Verifica di stabilità globale del pendio - condizione sismica drenata

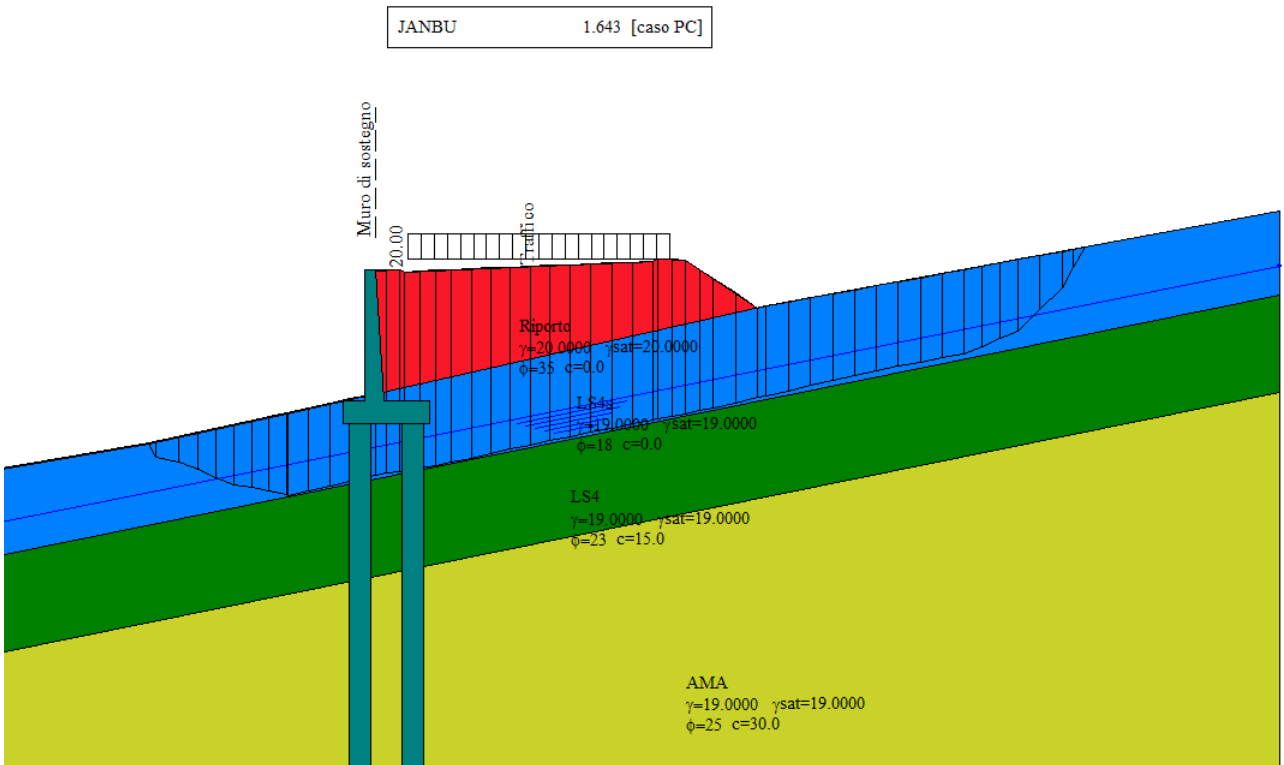


Figura 9.78 - Verifica di stabilità globale del pendio - condizione statica drenata

PROGETTAZIONE ATI:

Si riporta l'analisi di stabilità globale della paratia su via Fontescodella:

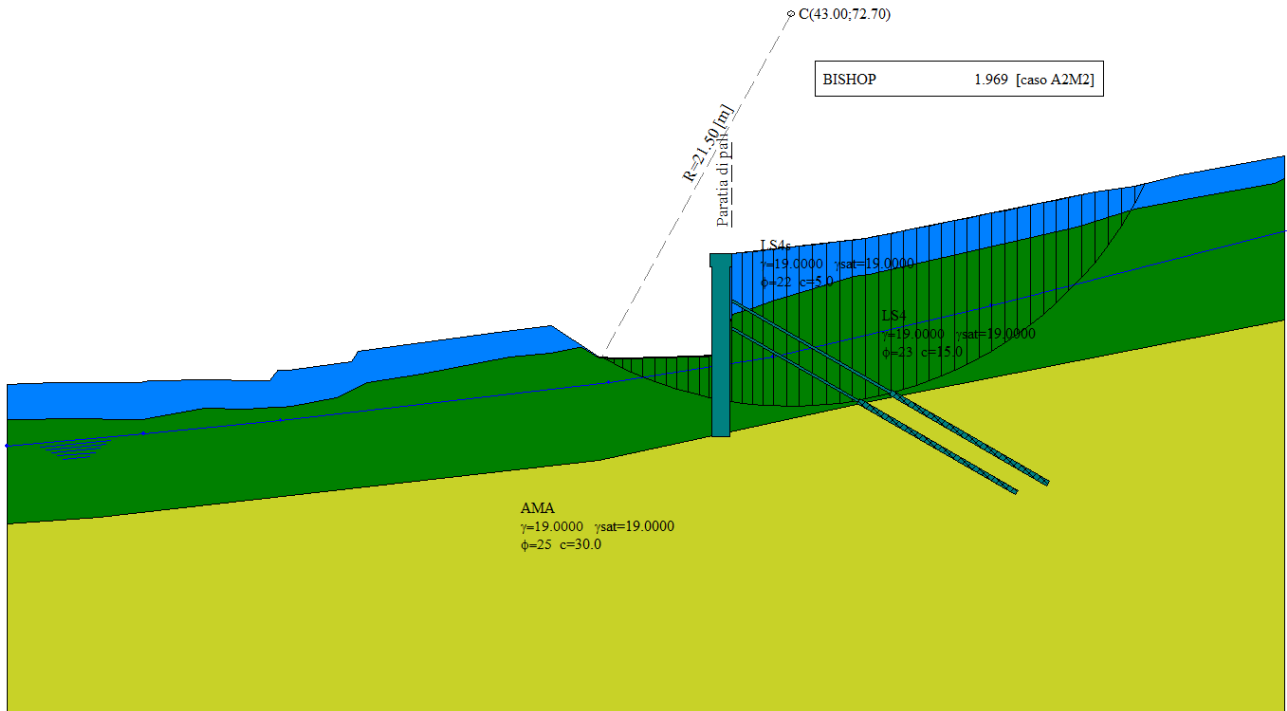


Figura 9.79 - Verifica di stabilità globale - condizione statica drenata

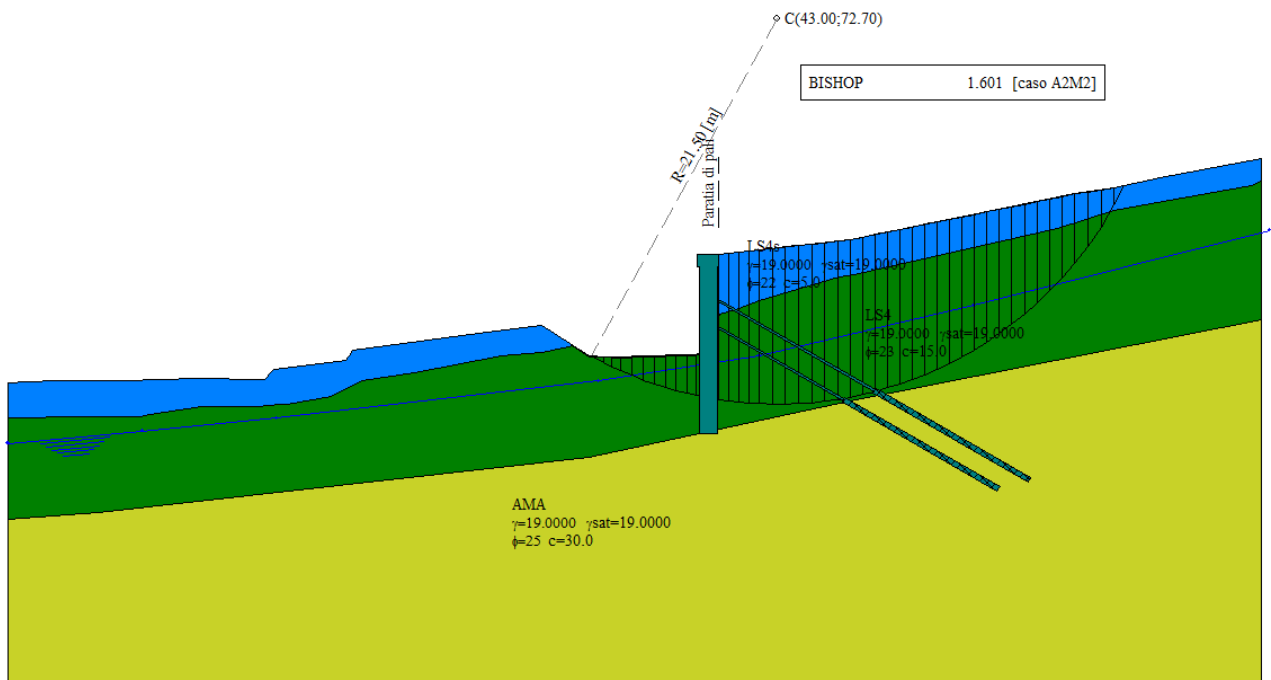


Figura 9.80 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica drenata

Si riporta l'analisi di stabilità globale della paratia sulla Rotatoria Mattei:

PROGETTAZIONE ATI:

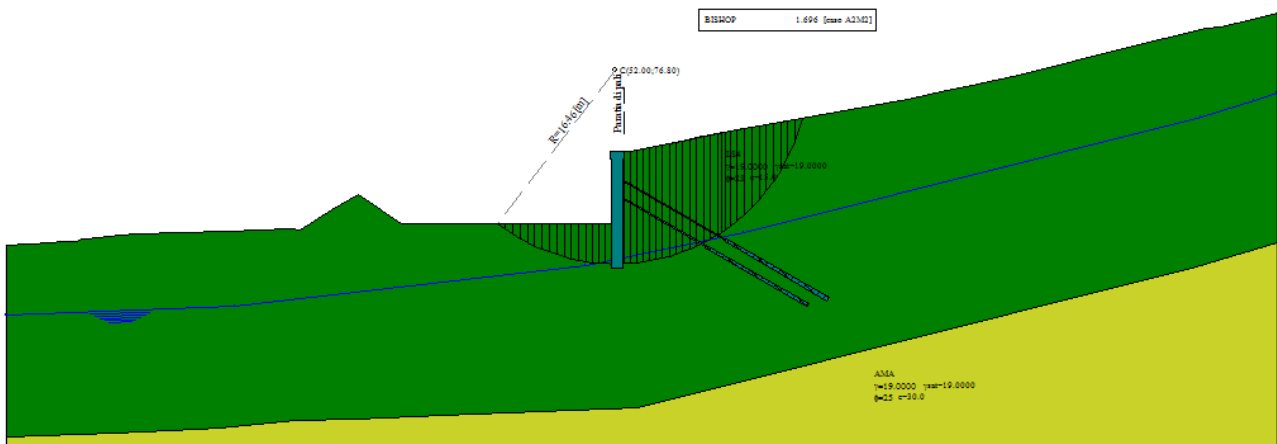


Figura 9.81 - Verifica di stabilità globale - condizione statica drenata

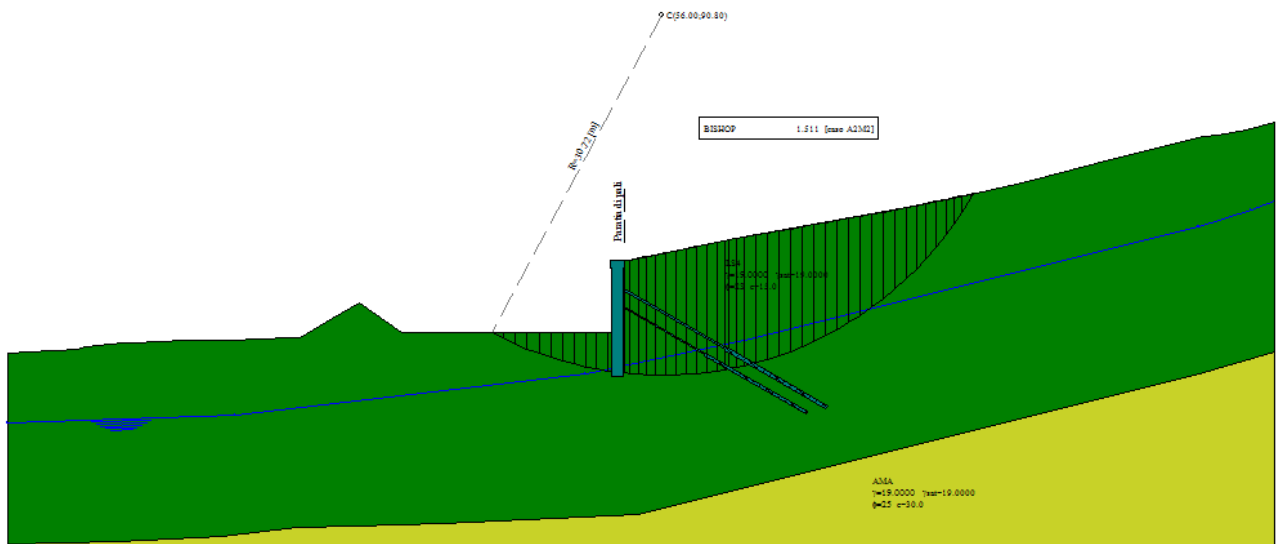


Figura 9.82 - Verifica di stabilità globale - condizione sismica drenata

9.8. CEDIMENTI E BONIFICA DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Nel corso delle indagini e in fase di redazione del progetto definitivo è stato valutato lo spessore di terreno vegetale lungo il tracciato di progetto. Lo spessore, riportato nel Profilo Geotecnico, risulta variabile da un minimo di 0,30 m a un massimo di 0,80 m.

Per quanto riguarda la progettazione della bonifica del piano di posa, nel tratto compreso tra l'inizio del tracciato e La Pieve, è stata seguita la metodologia Anas.

Nella Tabella 9.15 si riportano i risultati delle prove di carico su piastra eseguite lungo il tracciato:

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 9.15: Riepilogo delle prove di carico su piastra disponibili

Anno	Pozzetto esplorativo	Progressiva Km	Profondità	Prova di carico su piastra	Risultati prova 1° ciclo	Risultati prova 2° ciclo
			m da p.c.	m da p.c.	M ₁ [MPa]	M ₂ [MPa]
2008	P1	0+312.63	1.00	0.50	25.37	44.59
	P2	0+718.00	1.00	0.50	44.59	31.65
	P3	1+451.88	1.00	0.50	15.91	35.89
	P4	2+506.26	1.00	0.50	49.88	101.48
2019	Pz1	1+084.28	3.00	0.30	13.66	409.09
				0.80	10.90	236.84
	Pz1bis (ambientale)	0+652.53	2.00	-	-	-
	Pz2	1+324.21	3.00	0.30	17.89	321.43
	Pz3	1+528.86	3.00	0.30	6.84	58.44
	Pz4	2+125.96	3.00	0.30	6.47	58.82
	Pz5	2+431.75	3.00	-	-	-
Pz6	2+998.00	3.00	0.30	12.20	375.00	

Nella Tabella 9.16 si riporta la classificazione CNR dei campioni disponibili:

Tabella 9.16: Riepilogo classificazione dei campioni rilevanti per la progettazione della bonifica

Campagna	Sondaggio	Campione	tipo di campione	Profondità			Classificazione e AGI	Classificazione e CNR UNI	Prova edometrica O _{Ed}
				da m	a m	Quota di prelievo			
								MPa	
2006	P1	CR1	Rim.	-	-	0.50	Limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso	A4	
2006	P1	CR2	Rim.	-	-	1.00	Limo con sabbia delamente argilloso debolmente ghiaioso	A4	

PROGETTAZIONE ATI:

2006	P2	CR1	Rim.	-	-	0.50	Limo argilloso sabbioso	A4	
2006	P2	CR2	Rim.	-	-	1.00	Limo con sabbia debolmente argilloso debolmente ghiaioso	A4	
2006	P3	CR1	Rim.	-	-	0.50	Limo sabbioso ghiaioso argilloso	A6	
2006	P3	CR2	Rim.	-	-	1.00	Limo sabbioso argilloso ghiaioso	A7-6	
2006	P4	CR1	Rim.	-	-	0.50	Limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso	A4	
2006	P4	CR2	Rim.	-	-	1.00	Limo con sabbia debolmente argilloso debolmente ghiaioso	A4	
2019	Pz01	CR01	Rim.	0.30	0.50	0.40	Sabbia con ghiaia, limosa, argillosa	A4	
2019	Pz01	CR02	Rim.	0.80			Sabbia con limo, con ghiaia, argillosa	A4	
2019	Pz02	CR01	Rim.	0.30	0.50	0.40	Sabbia con limo argillosa ghiaiosa	A7-6	
2019	Pz03	CR01	Rim.	0.3	0.5	0.4	Limo con sabbia con argilla debolmente ghiaiosa	A7-6	
2019	Pz03	CR02	Rim.	0.8			Sabbia con limo, con argilla, debolmente ghiaiosa	A7-6	
2019	Pz04	CR01	Rim.	0.30	0.50	0.40	Limo con argilla con sabbia	A7-6	
2019	Pz05	CR01	Rim.	0.30	0.50	0.40	Sabbia con limo argillosa	A4	
2019	Pz06	CR01	Rim.	0.30	0.50	0.40	Sabbia con limo argillosa	A4	
2019	Pz06	CR02	Rim.	0.80			Sabbia limosa debolmente argillosa	A2-4	

PROGETTAZIONE ATI:

Per quanto riguarda il tratto compreso tra La Pieve e via Mattei, la bonifica del piano di posa dei rilevati risulta dimensionata in funzione delle caratteristiche meccaniche dei terreni di sottofondo, valutate sulla base dei risultati delle prove edometriche effettuate su campioni indisturbati di terreno, prelevati a pochi metri dal piano campagna dai sondaggi BH07-IN, BH08-IN e BH10-IN e dal pozzetto Pz07. Tale scelta è dettata dalla mancanza di prove di carico su piastra. Infatti, sebbene l'esecuzione di prove di carico su piastra fosse stata prevista nel piano indagini, in fase di esecuzione è stata riscontrata un'ostruzione da parte degli abitanti locali che hanno impedito fisicamente l'accesso alle aree sede di indagini.

Di conseguenza, al fine di progettare lo strato di bonifica, si è provveduto a ricavare in via indiretta il modulo di deformazione su piastra, M_d , partendo dal valore del modulo edometrico, E_{ed} , (ricavato da prove edometriche), dal valore del coefficiente di Poisson, ν , e dalla dimensione della piastra, 0.30 m, utilizzando le formule teoriche della teoria dell'elasticità.

I risultati delle prove edometriche mostrano valori di E_{ed} , per il terreno di sottofondo costituito da argilla con limo sabbiosa, compresi tra 3.70 MPa e 4.90 MPa.

Nella Tabella 9.17 si riporta il riepilogo delle classificazioni dei campioni, i moduli edometrici e l'equivalente modulo di deformazione ricavato a partire dalla relazione:

$$M_d = \frac{4 \cdot E_2}{\pi \cdot (1 - \nu^2)}$$

Tabella 9.17: Riepilogo classificazione, moduli edometrici ed equivalente modulo di deformazione dei campioni rilevanti per la progettazione della bonifica

Campagna	Sondaggio	Campione	tipo di campione	Profondità			Classificazione AGI	Classificazione CNR	Prova edometrica	Modulo di deformazione ricavata dal modulo edometrico
				da m	a m	Quota di prelievo [m]				
								Modulo edometrico E_{ed}	[MPa]	
2019	BH05-PZ	Cl1	Ind.	4.50	5.00	4.75	Sabbia con argilla, con limo	A6		
2019	BH07-IN	Cl1	Ind.	2.50	3.00	2.75	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6	3.70	5.18
2019	BH08-IN	Cl1	Ind.	5.00	5.50	5.25	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6	4.50	6.30
2019	BH10-IN	CR1	Rim.	3.5	4.00	4.00	Argilla con limo, sabbiosa			
2019	Pz07	Cl1	Ind.	0.60	1.00	0.80	Argilla con limo, sabbiosa	A7-6	4.90	6.86

Si riporta uno stralcio della tabella che riassume i valori minimi del modulo di deformazione da capitolato Anas:

Tabella 9.18: Modulo di deformazione minimo al primo ciclo di carico - Capitolato Anas

Modulo deformazione (MPa)	Intervallo di riferimento
20	50÷150 kPa (0.05 - 0.15 N/mm ²) sul piano di posa del rilevato posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione stradale
15	50÷150 kPa (0.05 - 0.15 N/mm ²) sul piano di posa del rilevato posto a 2,00 m, o più, da quello della fondazione della pavimentazione stradale

Inoltre, lo stesso capitolato identifica come *terreni idonei* quelli che soddisfano, contemporaneamente, i seguenti requisiti:

- appartenenza ai gruppi A1, A2, A3 (UNI 13242 - UNI 14688 - UNI 13285);
- dopo compattazione, al grado di umidità ottima, corrispondente ad una densità secca non inferiore al 90% della densità massima AASHO modificata, possesso di valori del modulo di deformazione M_d , al primo ciclo, determinato con prova di carico su piastra (diametro 30 cm) (rif. CNR 146/92), non inferiori a quelli riportati in Tabella 9.18.

In base alle informazioni disponibili, il terreno in sito non risulta idoneo sulla base della classificazione, in quanto nessun campione rientra nei gruppi A1, A2 o A3.

La bonifica è prevista solamente nelle tratte dove sono presenti i rilevati. Gli spessori della bonifica, oltre a essere indicati nel profilo geotecnico, sono riportati nella Tabella 9.19.

Inoltre, per controllare il rispetto delle indicazioni di capitolato per quanto riguarda il valore del modulo di deformazione, si è utilizzato il metodo di Burmister (1943). Tale metodo consente il calcolo del modulo su piastra equivalente, ovvero valutato considerando le proprietà sia del materiale di bonifica sia del terreno presente in sito. In particolare, è possibile correlare i risultati, in termini di modulo di deformazione, ottenuti da una prova di carico su piastra, alle proprietà meccaniche del materiale di bonifica e del terreno di sottofondo. In particolare, si ha:

$$w_0 = 1,18 \cdot \frac{p \cdot a}{E_2} \cdot F_2 \left(\frac{E_1}{E_2}, \frac{h}{a} \right)$$

essendo w_0 il cedimento atteso sotto la piastra, p è il carico uniforme applicato, a è il raggio della piastra, E_1 e E_2 sono i moduli elastici rispettivamente del materiale di bonifica e del terreno di sottofondo, h è lo spessore dello strato bonificato ed F_2 è una funzione dei rapporti E_1/E_2 ed h/a e vale:

$$F_2 = \left[1 - \frac{1}{\sqrt[2]{1 + \left(0,9 \cdot \frac{h}{a}\right)^2}} \right] \cdot \frac{E_2}{E_1} + \frac{1}{\sqrt[2]{1 + \left(0,9 \cdot \frac{h}{a} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}}\right)^2}}$$

Il modulo elastico del terreno di sottofondo, E_2 , può essere ricavato a partire dai risultati delle prove di carico su piastra oppure da prove di laboratorio. In particolare, la relazione che lega il modulo di deformazione al modulo elastico è:

$$E_2 = M_d \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1 - \nu^2)$$

Tabella 9.19 – Riepilogo spessori di bonifica

No	Classificazione stradale dei campioni prelevati da pozzetti	Spessore terreno vegetale [m]	Progressiva iniziale [km]	Progressiva finale [km]	Lunghezza [m]	M _{d,PLT} di calcolo [kPa]	M _d del bistrato [kPa]	M _d richiesto da capitolato [kPa]	Scotico "A" [cm]	Spessore terreno da sostituire "B" [cm]	Spessore totale dell'intervento "C=A+B" [cm]
Asse principale: Tratto 1 - Sforzacosta (Svincolo SS77) - La Pieve											
1	-	0.30÷0.40	0	0+040	40.0	25,000	49,935	20,000	20	30	50
2 (Trincea)	-	-	0+040	0+325	285.0	-			0	0	0
3	n°2 A4	0.30÷0.60	0+325	0+525	200.0	25,000	48,915	20,000	20	30	50
4 Ponte Chienti	-	-	0+525	0+650	125.0	-			0	0	0
5	n°3 A4	0.40÷0.80	0+650	1+100	450.0	7,000	41,128	20,000	20	80	100
6	n°4 A7-6; n°1 A6	0.30÷0.60	1+100	1+600	500.0	10,000	40,972	20,000	20	50	70
7 (Trincea)	-	-	1+600	1+925	325.0	-			0	0	0
8	n°1 A7-6; n°3 A4	0.30÷0.60	1+925	2+750	825.0	20,000	49,674	20,000	20	50	70
9	n°1 A2-4; n°1 A4	0.40÷0.80	2+750	3+000	250.0	20,000	51,806	20,000	20	80	100
Asse principale: Tratto 2 - La Pieve - Via Mattei											
10 (Trincea)	-	-	3+000	3+075	75.0	-			0	0	0
11	-	0.40÷0.80	3+075	3+200	125.0	6,200	39,717	20,000	20	80	100
12 Viadotto Pieve	-	-	3+200	3+470	270.0	-			0	0	0
13	n°1 A7-6	0.40÷0.80	3+470	4+280	810.0	6,200	39,717	20,000	20	80	100
14 (Trincea)	-	-	4+280	4+450	170.0	-			0	0	0
15	-	0.40÷0.80	4+450	5+000	550.0	6,200	39,717	20,000	20	80	100

avendo assunto nel calcolo i seguenti valori:

- $\nu = 0.3$;
- $E_1 = 35 \text{ MPa}$;
- $p = 100 \text{ kPa}$;
- $a = 0.15 \text{ cm}$.

Nel tratto che si sviluppa tra "Sforzacosta (Svincolo SS77)" e "La Pieve", il rilevato che presenta altezze più importanti si estende dal Ponte Chienti fino alla progressiva 1+125.0 circa. Si riporta di seguito la sezione alla progr. 1+075, che presenta un'altezza media di circa 9.0 m.

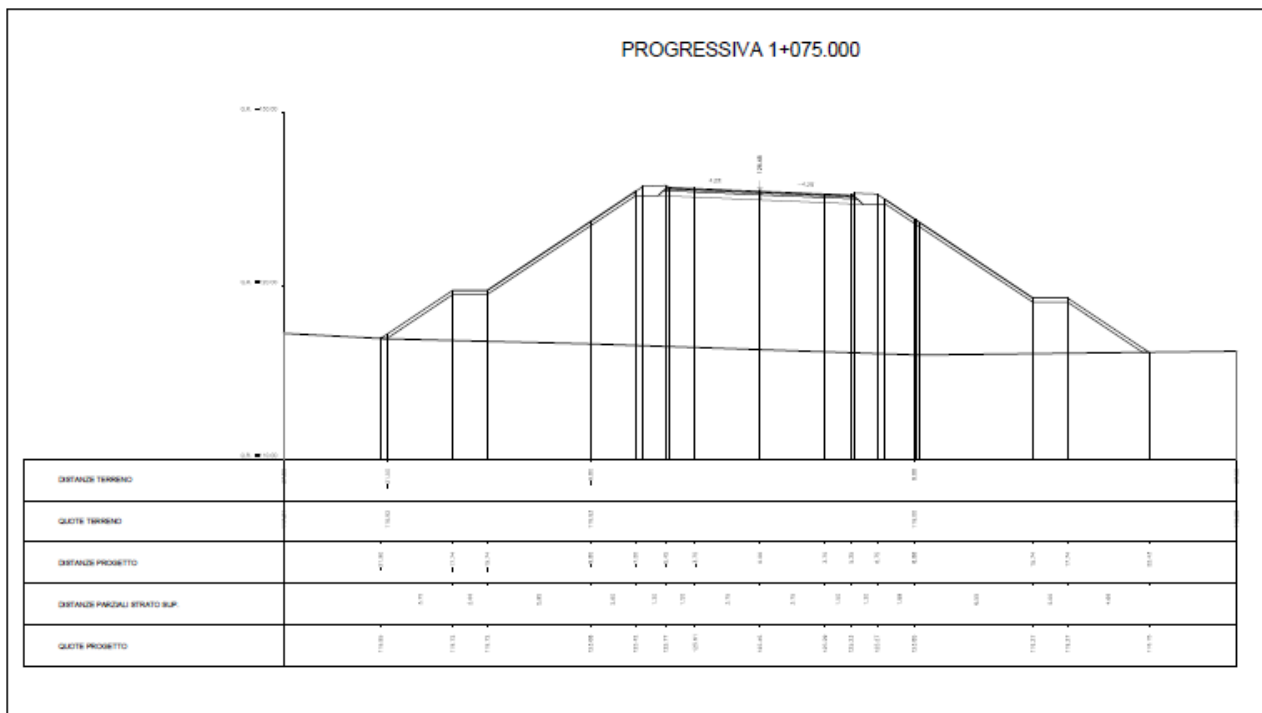


Figura 9.83 – Rilevato considerato per il calcolo dei cedimenti nel Tratto 1

Nel tratto che si sviluppa tra "La Pieve" e "Mattei", i rilevati che presentano altezze più importanti si trovano nella zona compresa tra il sottopasso Fontescodella e la Rotatoria Mattei. Si riporta di seguito la sezione alla progr. 4+625, che presenta un'altezza media di circa 6,0 m.

PROGETTAZIONE ATI:

b (larghezza coronamento del rilevato): 13.50 (m)

γ_R (peso di unità di volume del rilevato): 20.00 (kN/m³)

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5): 5 (-)

$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$: 1 (%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)

Zw (Profondità della falda): 1.50 (m)

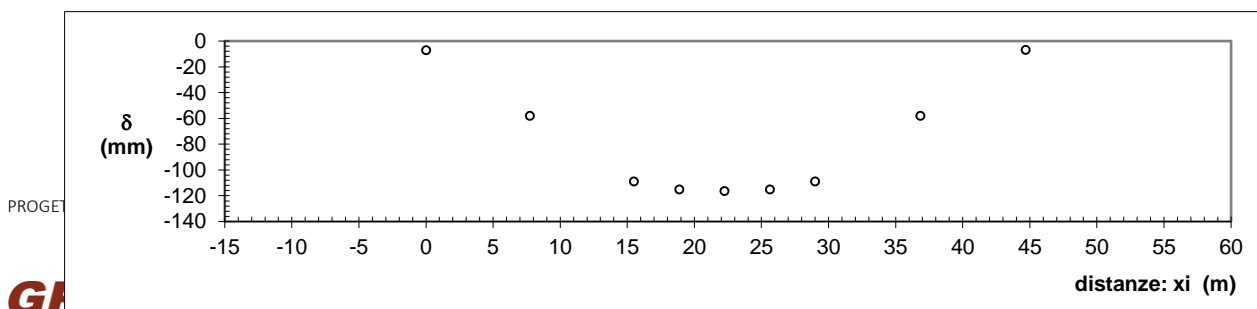
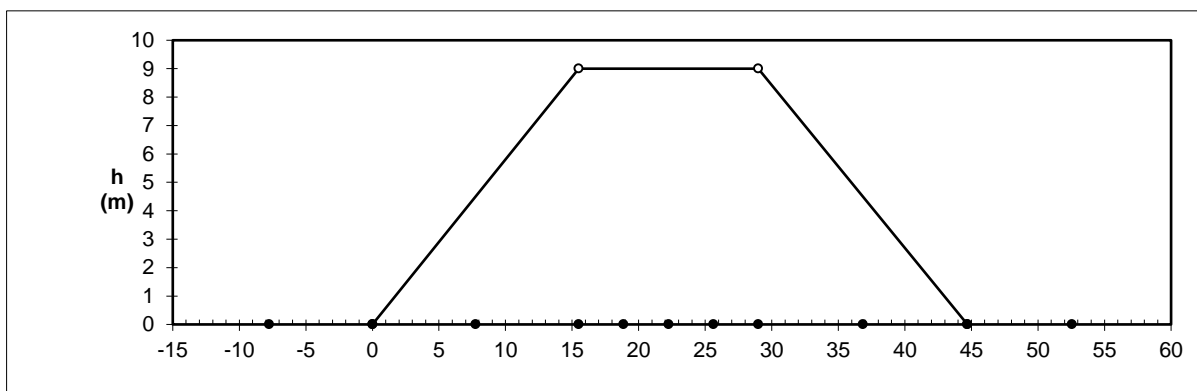
Strato	Ziniziale	Zfinale	Spessore	Δz_i	E	ν	ϕ'	γ	terreno
(n)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(-)	(°)	(kN/m ³)	
1	0.00	1.00	1.00	0.1	35.0	0.30	35.0	20.00	BONIFICA
2	1.00	2.00	1.00	0.1	3.0	0.30	21.0	18.00	LS3
3	2.00	4.00	2.00	0.1	30.0	0.30	32.0	18.00	GSLA1
4	4.00	6.00	2.00	0.1	40.0	0.30	35.0	19.00	GS
5	6.00	50.00	44.00	0.1	25.0	0.30	26.0	20.00	AMA

ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-7.75	0.00	7.75	15.50	18.88	22.25	25.63	29.00	36.85	44.70	52.55

(automatico)
(manuale)

RISULTATI DELLE ANALISI



ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-7.75	0.00	7.75	15.50	18.88	22.25	25.63	29.00	36.85	44.70	52.55

CEDIMENTI

δ1	δ2	δ3	δ4	δ5	δ6	δ7	δ8	δ9	δ10	δ11
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0.27	-0.71	-5.82	-10.89	-11.51	-11.65	-11.51	-10.91	-5.82	-0.70	0.27

Il cedimento massimo calcolato risulta pari a 11,65 cm.

9.8.2. CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI TRATTO 2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

h (altezza del rilevato):	6.00	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	6.50	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	10.40	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	13.50	(m)
γ_R (peso di unità di volume del rilevato):	20.00	(kN/m ³)

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5):	4	(-)
$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$:	1	(%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)		
Zw (Profondità della falda):	10.00	(m)

Strato	Ziniziale	Zfinale	Spessore	Δz_i	E	ν	φ'	γ	terreno
(n)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(-)	(°)	(kN/m ³)	
1	0.00	1.00	1.00	0.1	35.0	0.30	35.0	20.00	BONIFICA
2	1.00	1.60	0.60	0.1	5.0	0.30	22.0	19.00	LS4s
3	1.60	11.00	9.40	0.1	10.0	0.30	24.0	19.00	LS4

PROGETTAZIONE ATI:

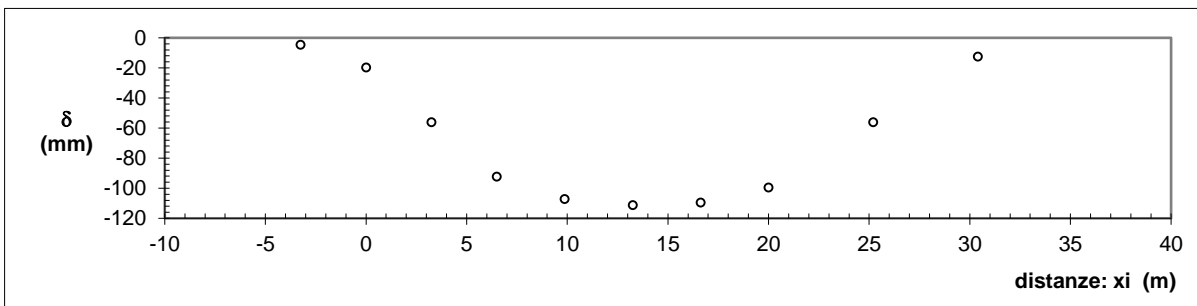
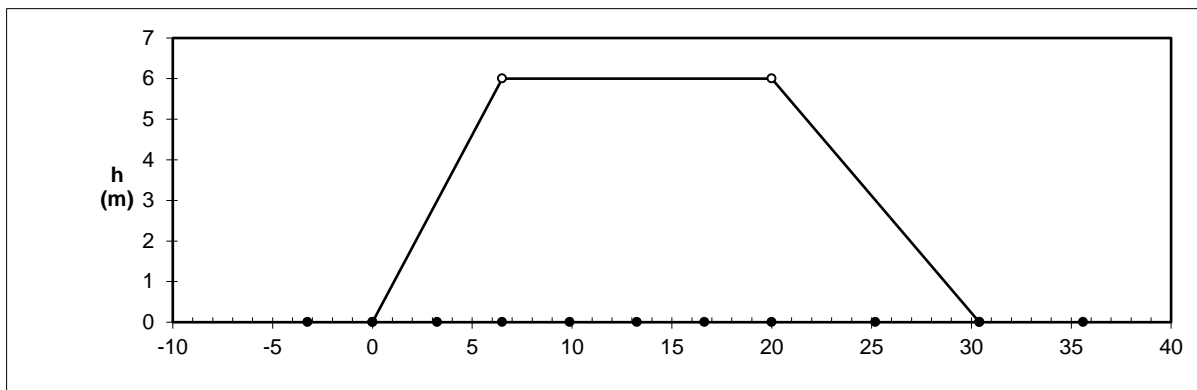
4	11.00	50.00	39.00	0.1	25.0	0.30	26.0	20.00	AMA	
-	-		-							

ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-3.25	0.00	3.25	6.50	9.88	13.25	16.63	20.00	25.20	30.40	35.60

(automatico)
(manuale)

RISULTATI DELLE ANALISI



ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-3.25	0.00	3.25	6.50	9.88	13.25	16.63	20.00	25.20	30.40	35.60

CEDIMENTI

delta1	delta2	delta3	delta4	delta5	delta6	delta7	delta8	delta9	delta10	delta11
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
-0.47	-1.98	-5.61	-9.23	-10.72	-11.12	-10.95	-9.95	-5.62	-1.25	0.08

PROGETTAZIONE ATI:

Il cedimento massimo calcolato risulta pari a 11,12 cm.

9.8.3. COMMENTI

I valori ottenuti risultano compatibili con le opere previste. In considerazione della presenza di percentuali di sabbia, non trascurabili, all'interno delle formazioni, i cedimenti possono considerarsi tali da svilupparsi in tempi brevi e quindi nel corso delle fasi costruttive dell'opera. A conferma di tali ipotesi, nel paragrafo 9.5 è riportato il calcolo del decorso dei cedimenti che mostra, sostanzialmente, che il cedimento può ritenersi praticamente istantaneo.

9.9. OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIALI

Le opere di sostegno provvisoriale sono costituite, principalmente, da paratie di pali eventualmente tirantate.

Le analisi sono condotte con riferimento alle Norme Tecniche 2018.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera è effettuata secondo l'Approccio 1 (metodo di Bishop):

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

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

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

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

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

Per le opere provvisoriale, rientrando nella tipologia di opere tipo 1 secondo la Tab.2.4.I del DM17/01/2018 e considerando una permanenza dell'opera per un periodo temporale inferiore a 2 anni, ai sensi del par. 2.4.1 del DM17/01/2018 è possibile omettere le verifiche sismiche.

I dettagli relativi a geometrie, calcoli e verifiche sono riportate nelle specifiche relazioni delle opere.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli ancoraggi.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

con specifico riferimento a uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I delle NTC.

La resistenza caratteristica allo sfilamento R_{ak} dell'ancoraggio è stata dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_{ak} è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza $R_{a,c}$ riportati nei diagrammi di Bustamante e Doix; in particolare, R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$.

Si riportano di seguito i citati diagrammi, validi per terreni argillosi e limosi (LS e AMA, curva AL2) e terreni ghiaiosi e sabbiosi (GSLA e GS, curva SG2):

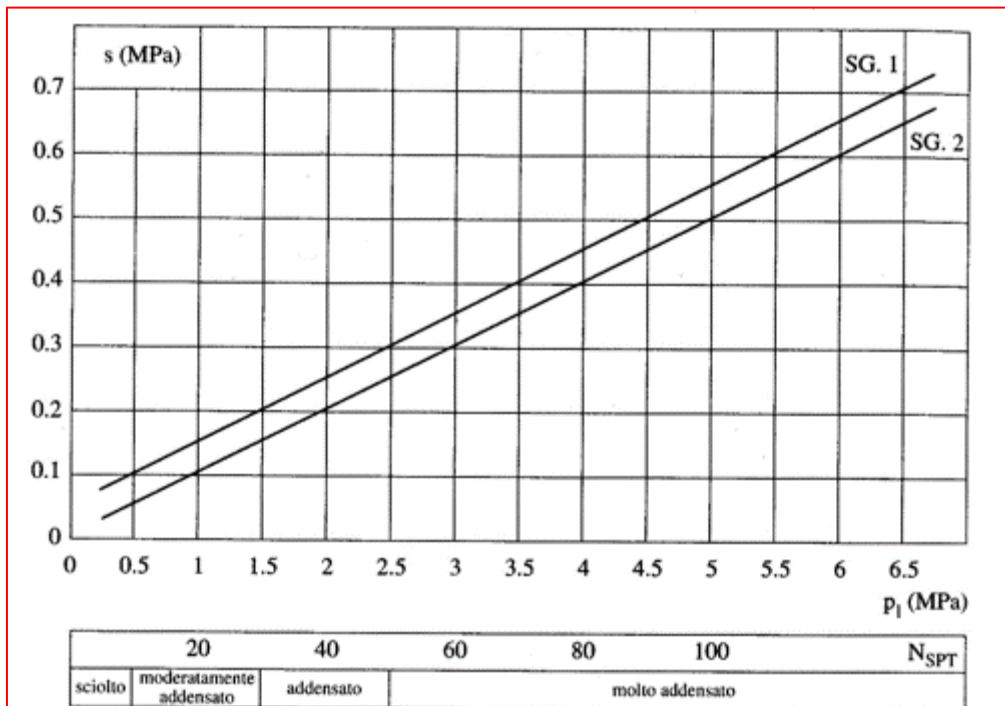


Figura 9.86 – Diagrammi per il calcolo della tensione tangenziale sul bulbo di ancoraggio, valido per terreni ghiaiosi e sabbiosi

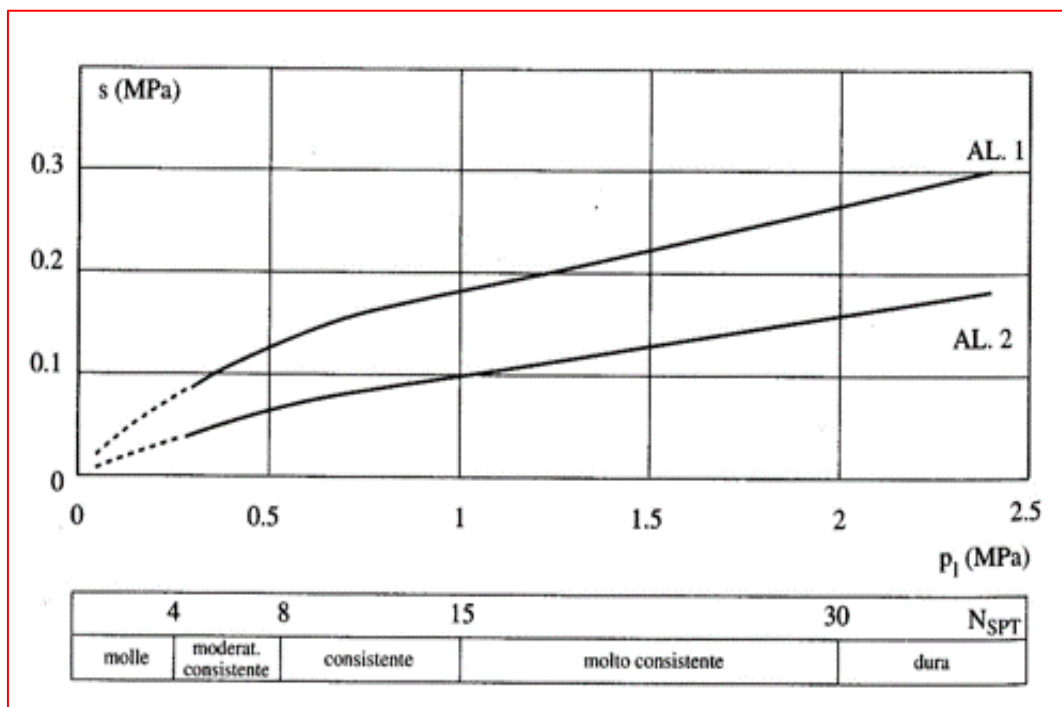


Figura 9.87 – Diagrammi per il calcolo della tensione tangenziale sul bulbo di ancoraggio, valido per terreni limosi e argillosi

Inoltre, si prevede la realizzazione di un pozzo che permetterà il raggiungimento della quota d'imposta del plinto di fondazione della pila del Ponte Chienti. Tale pozzo sarà eseguito mediante una corona di pali secanti $\Phi 800$. Il pozzo avrà duplice funzione sia di sostegno sia di impermeabilizzazione dello

PROGETTAZIONE ATI:

scavo. Le verifiche di sicurezza saranno svolte in accordo a quanto già esposto per le paratie. In aggiunta, saranno eseguite le verifiche idrauliche tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tabella 6.2 III delle NTC.

9.10. PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO

Per quanto riguarda il piano di monitoraggio si rimanda all'elaborato "Piano di monitoraggio strutturale e geotecnico".

PROGETTAZIONE ATI:

10. ALLEGATI

10.1. FIGURE FUORI TESTO

10.1.1. TERRENI TIPO GSLA1

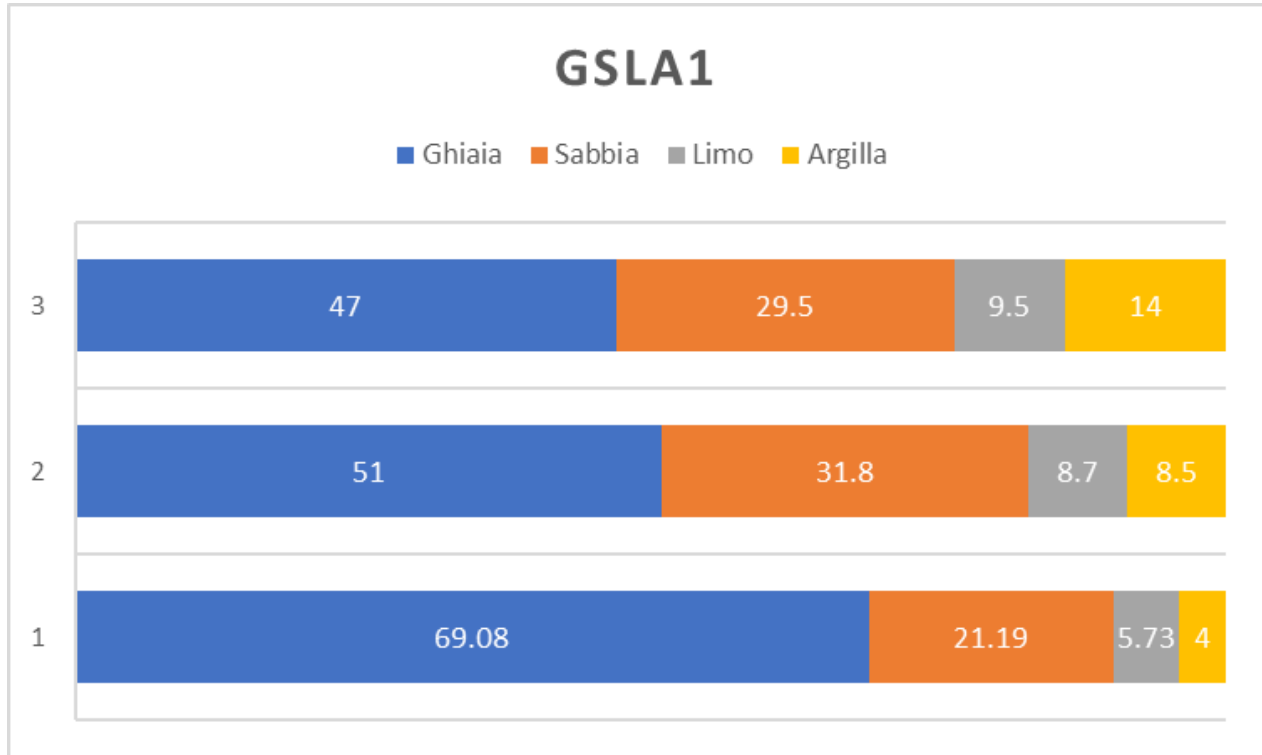


Figura 10.1 Composizione granulometrica.

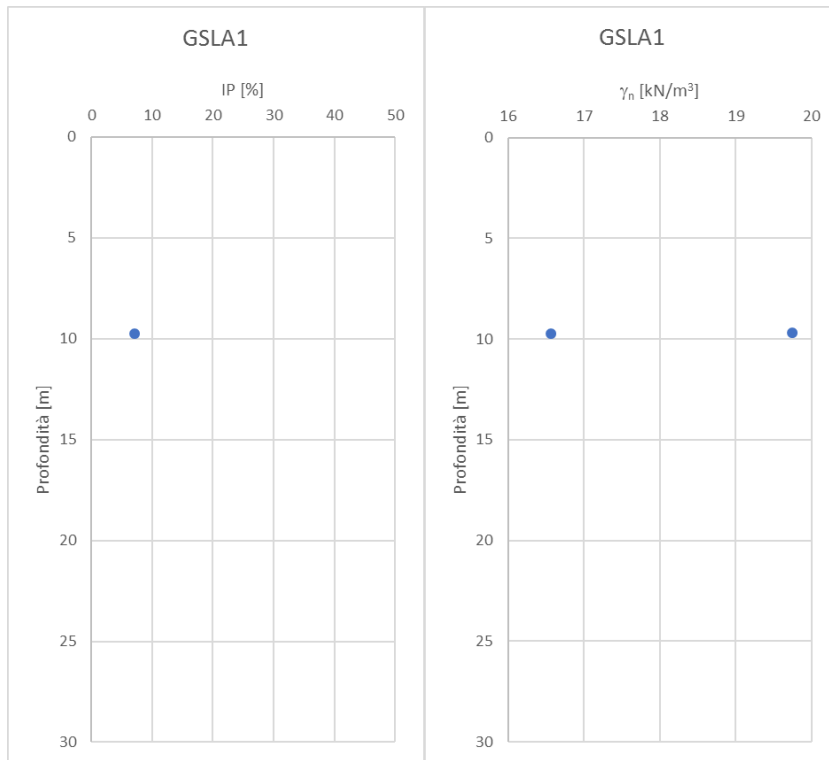


Figura 10.2 Indice di plasticità e peso dell'unità di volume.

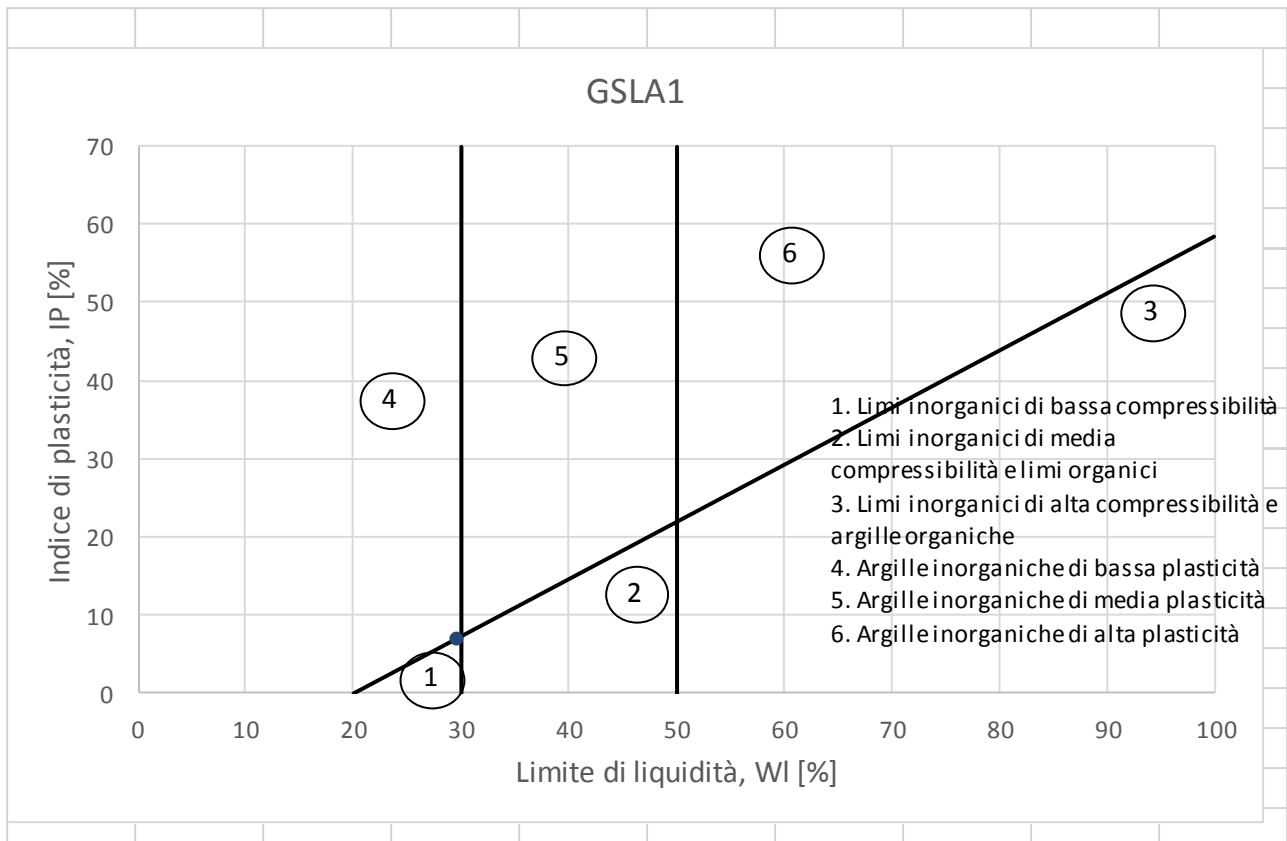


Figura 10.3 Carta di plasticità di Casagrande.

PROGETTAZIONE ATI:

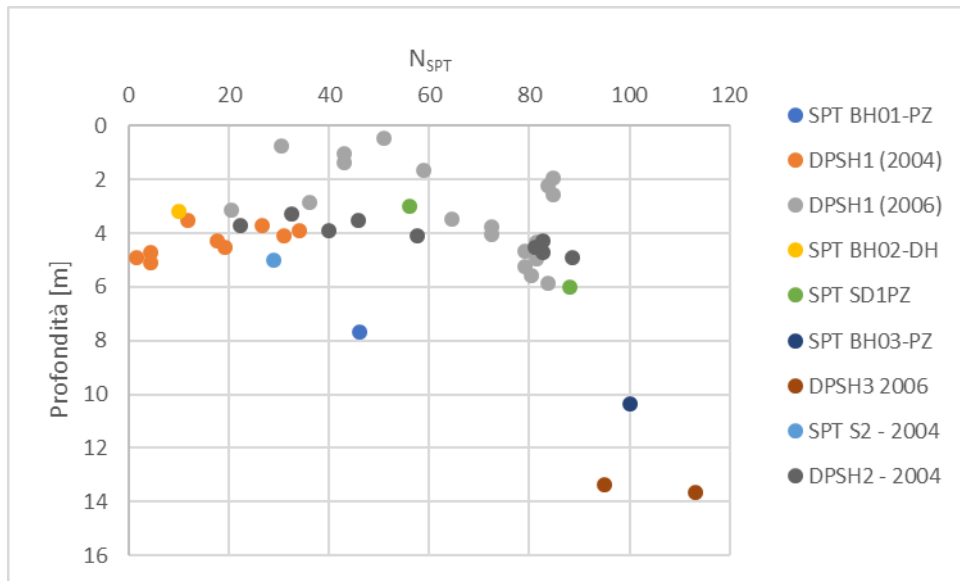


Figura 10.4 - Risultati prove penetrometriche

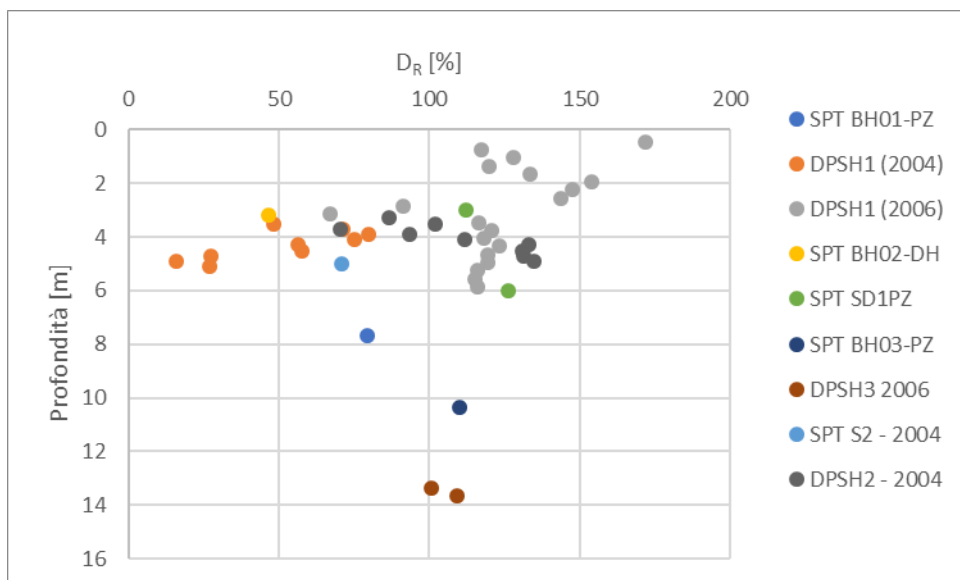


Figura 10.5 – Densità relativa

PROGETTAZIONE ATI:

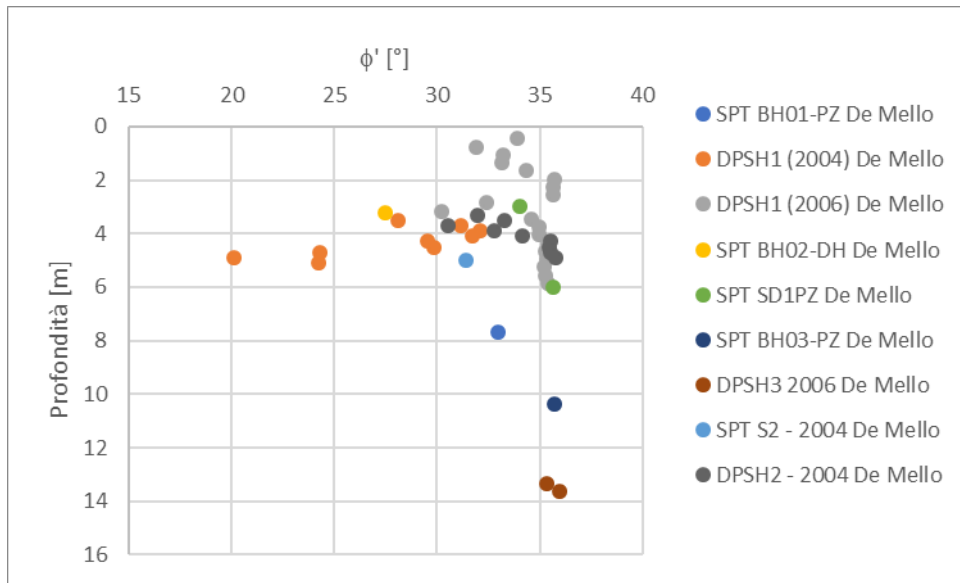


Figura 10.6 – Angolo di resistenza al taglio

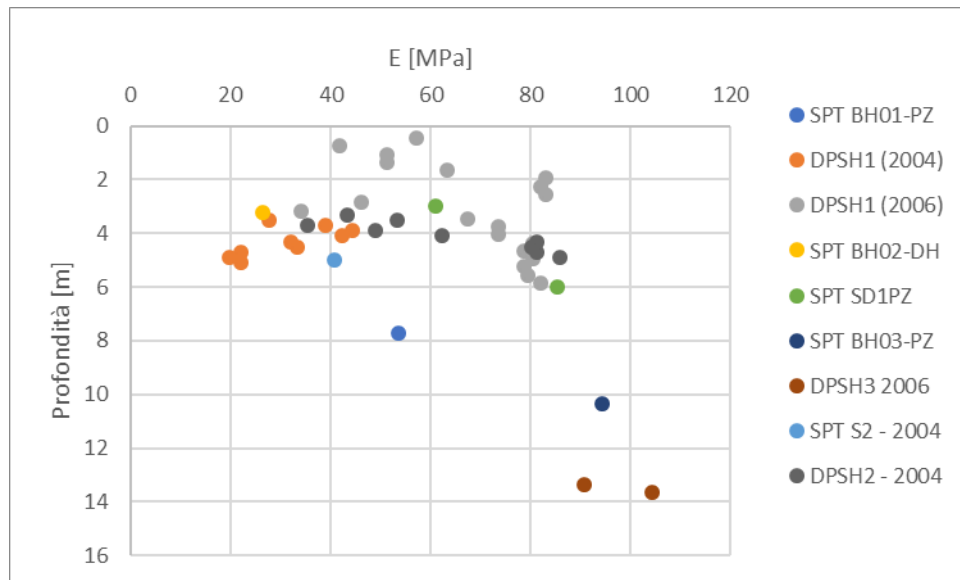


Figura 10.7 - Modulo di Young

PROGETTAZIONE ATI:

10.1.2. TERRENI TIPO GSLA2

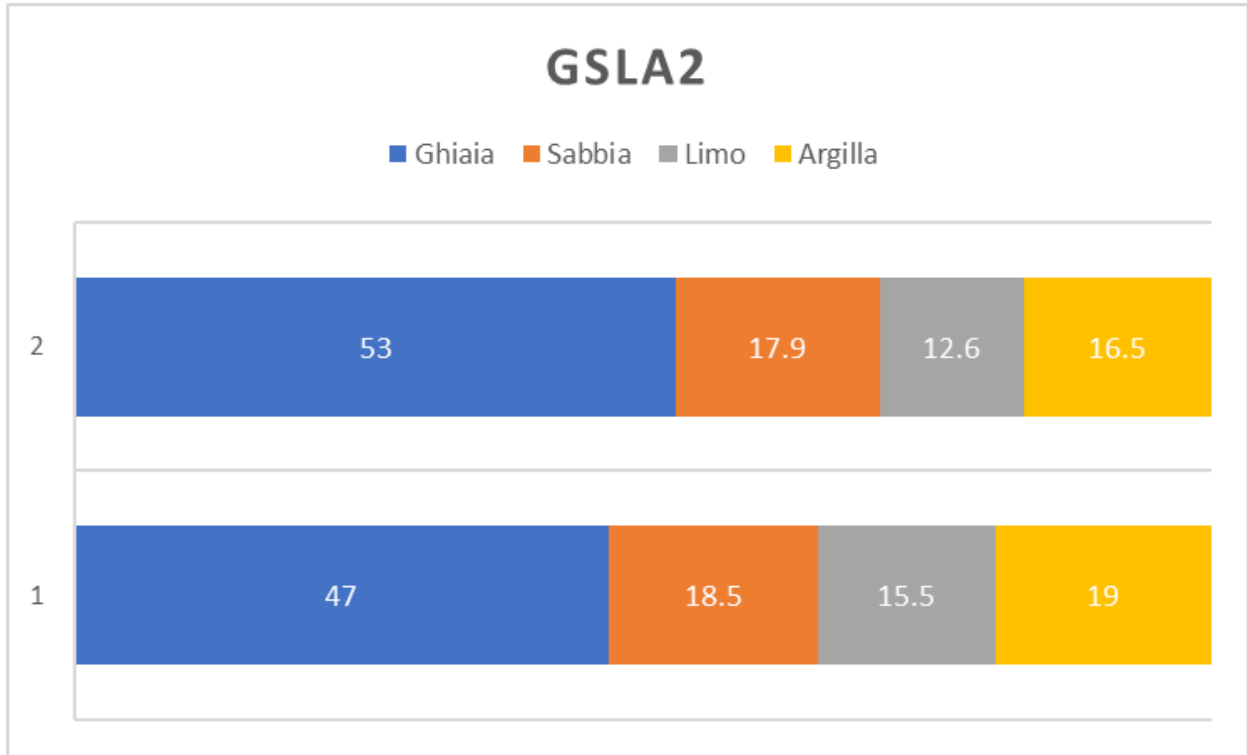


Figura 10.8 Composizione granulometrica.

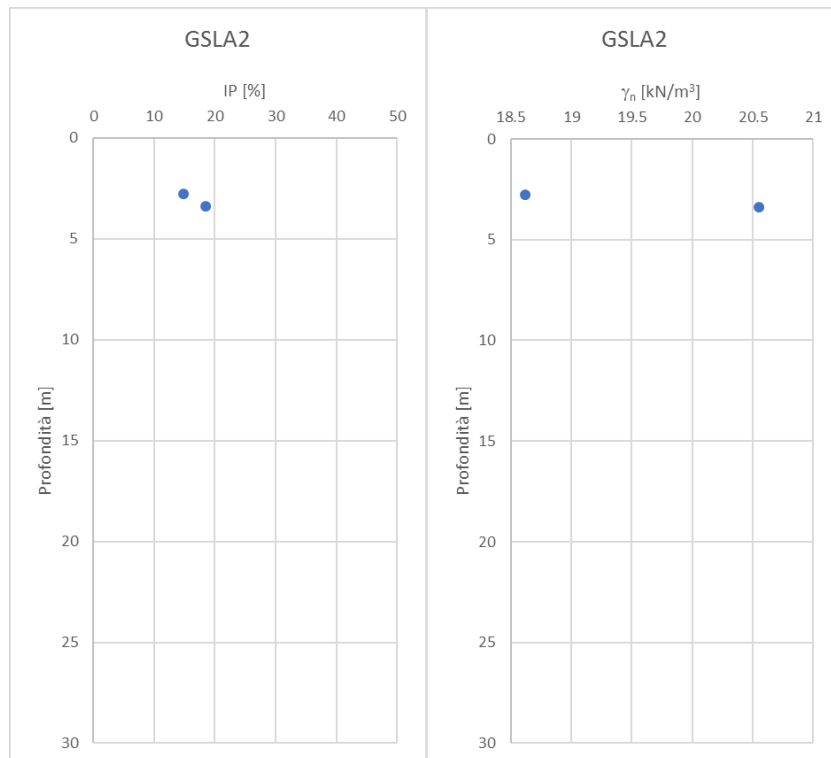


Figura 10.9 Indice di plasticità e peso dell'unità di volume.

PROGETTAZIONE ATI:

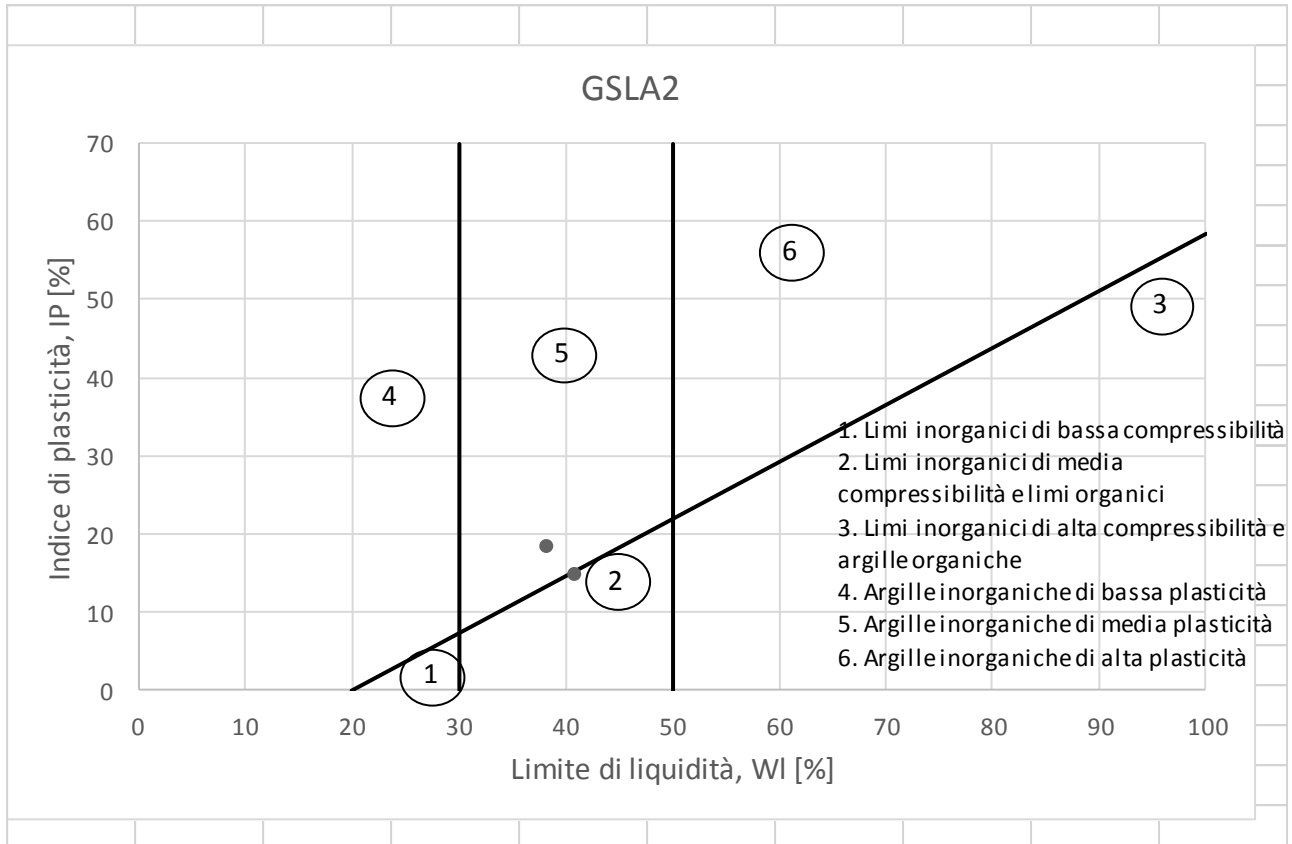


Figura 10.10 Carta di plasticità di Casagrande.

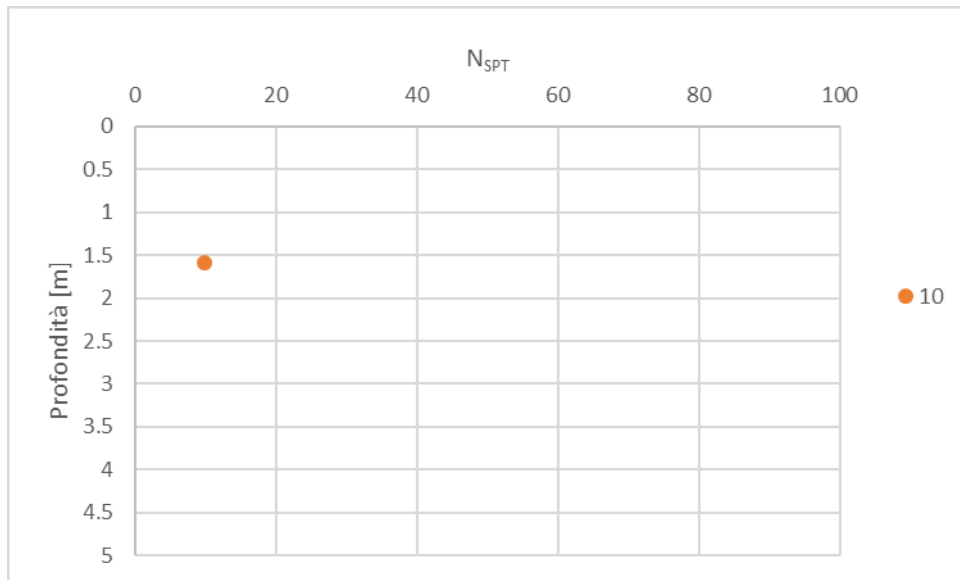


Figura 10.11 - Risultati prove penetrometriche

PROGETTAZIONE ATI:

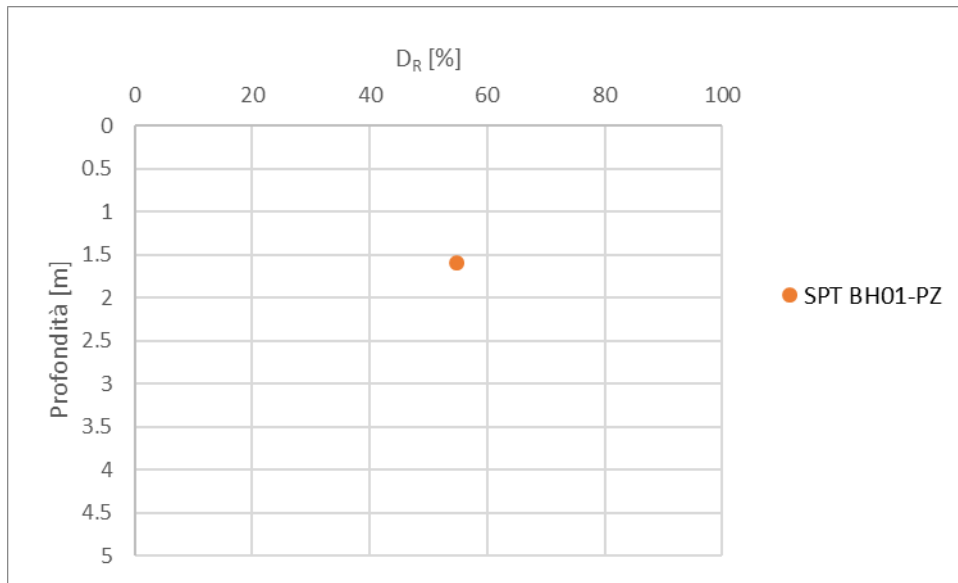


Figura 10.12 – Densità relativa

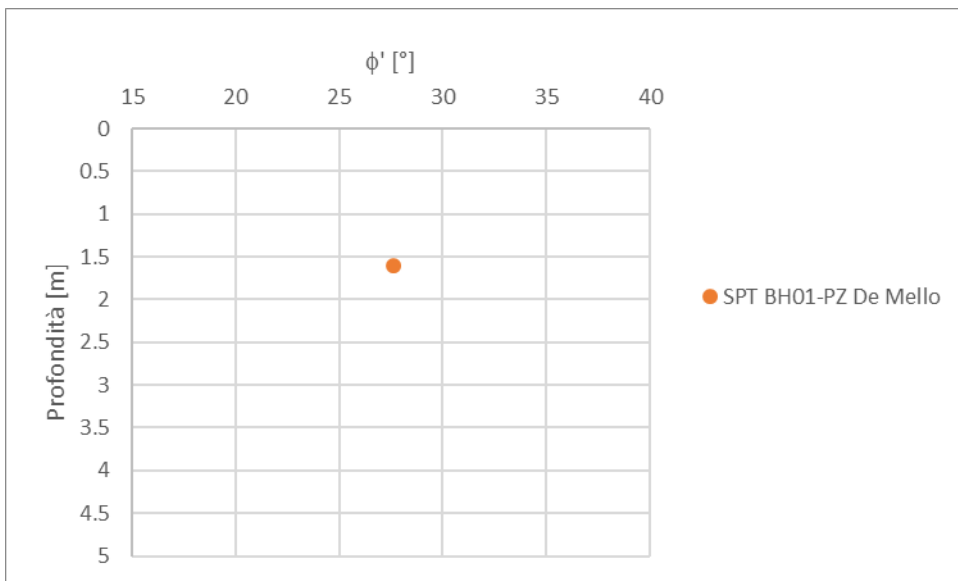


Figura 10.13 – Angolo di resistenza al taglio

PROGETTAZIONE ATI:

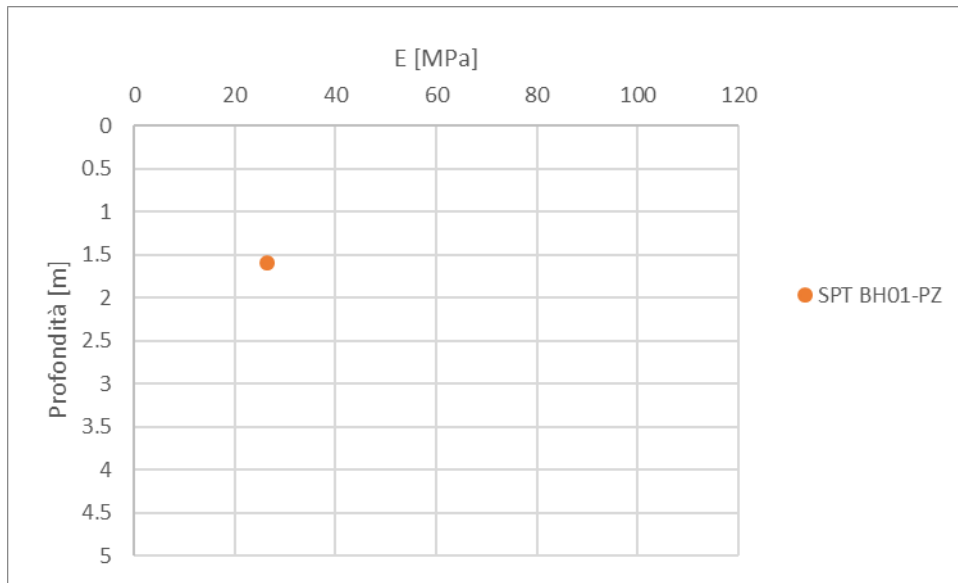


Figura 10.14 - Modulo di Young

10.1.3. TERRENI TIPO GS

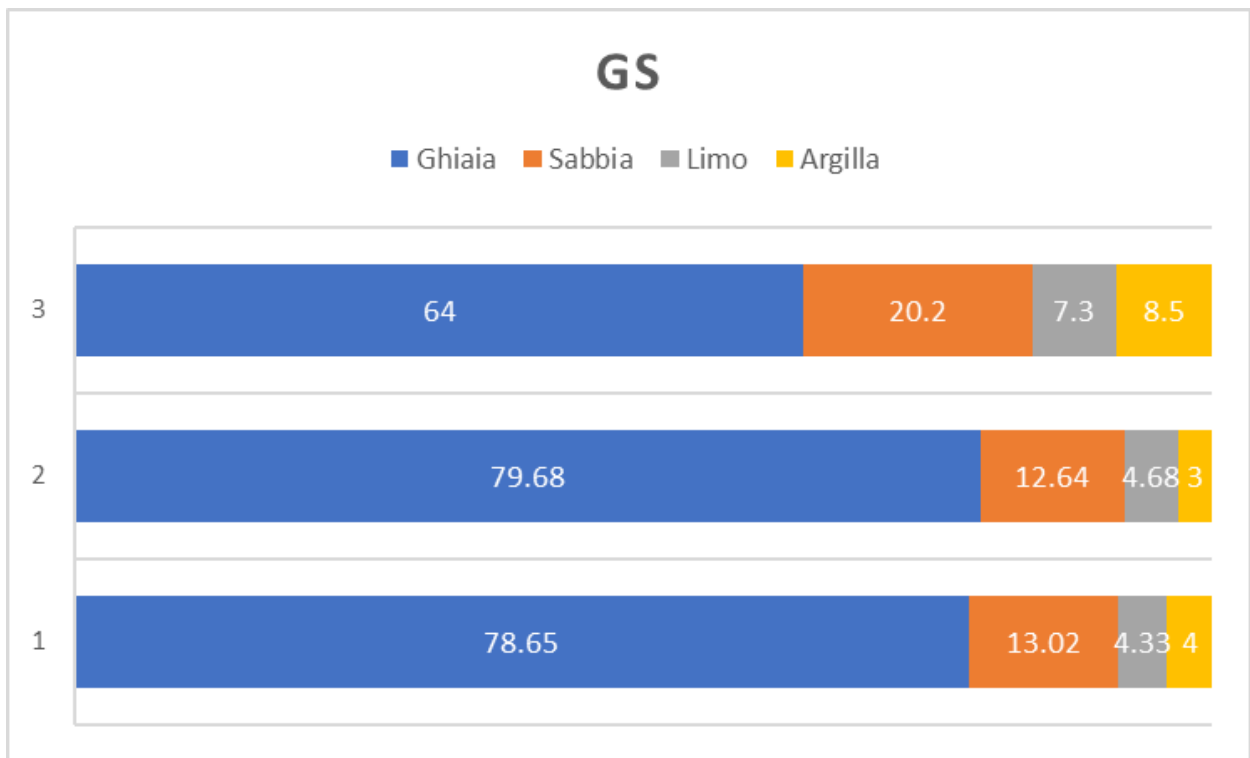


Figura 10.15 Composizione granulometrica.

PROGETTAZIONE ATI:

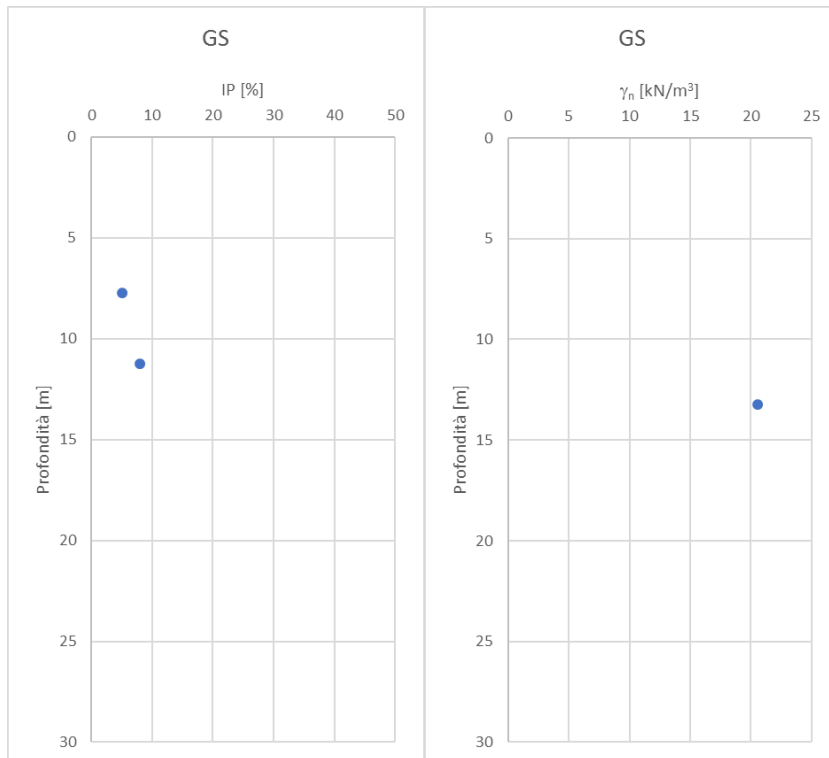


Figura 10.16 Indice di plasticità e peso dell'unità di volume.

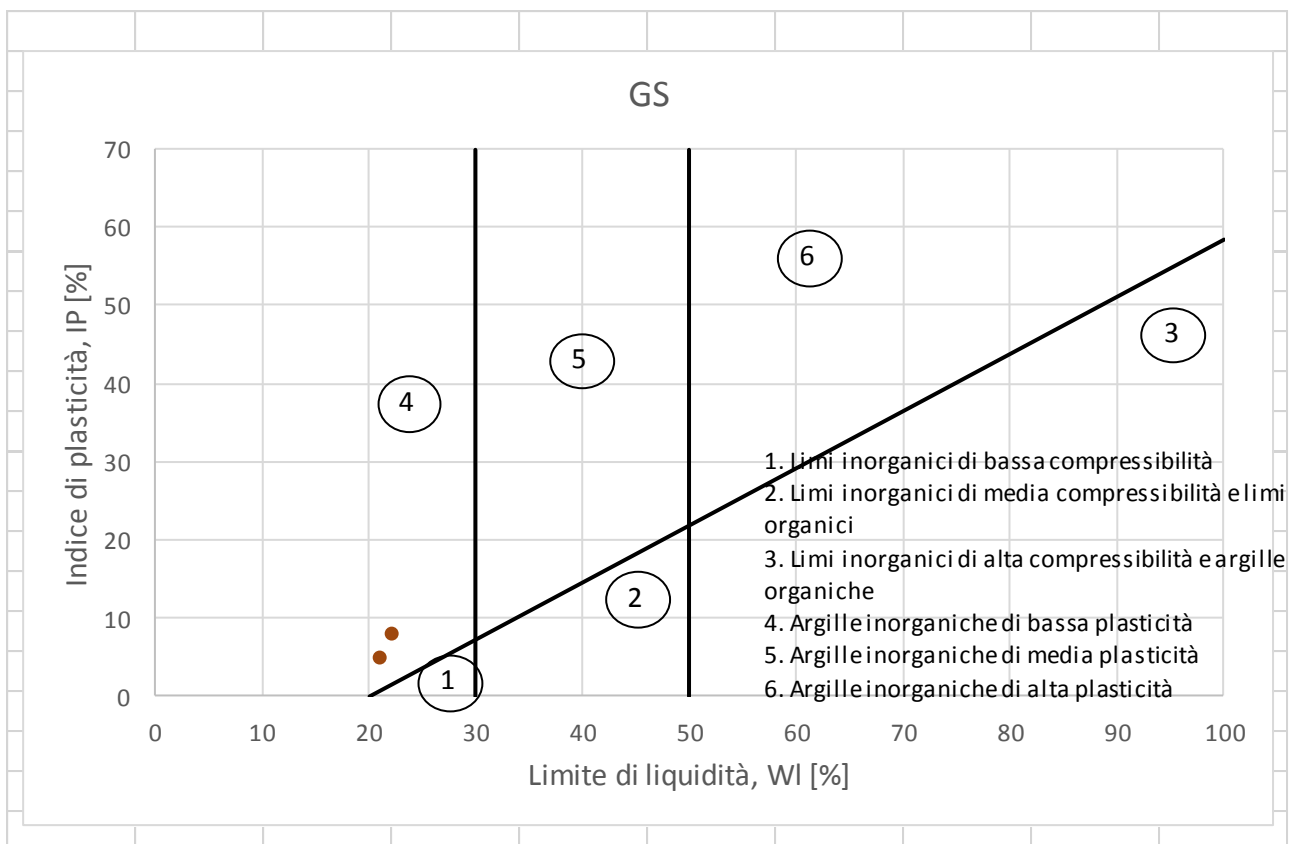


Figura 10.17 Carta di plasticità di Casagrande.

PROGETTAZIONE ATI:

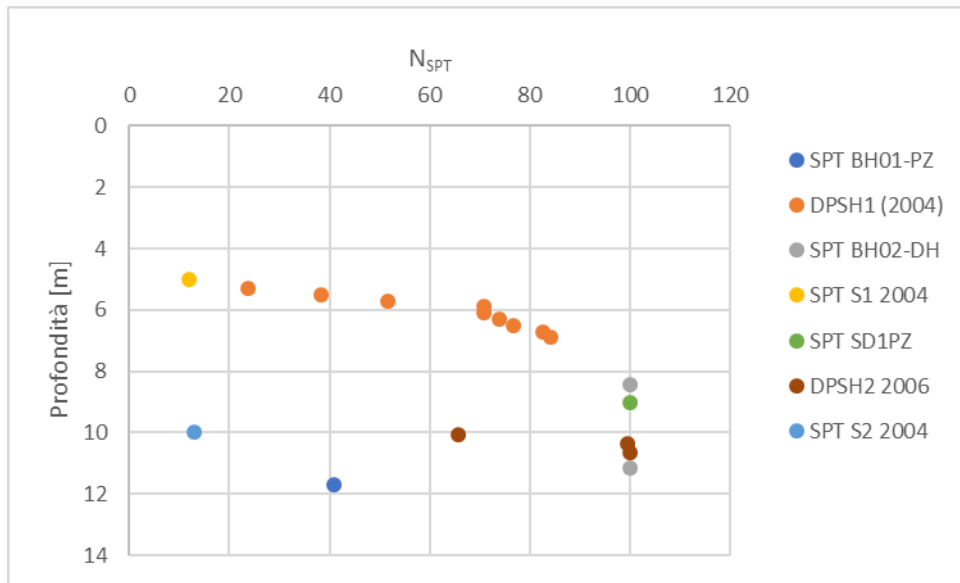


Figura 10.18 - Risultati prove penetrometriche

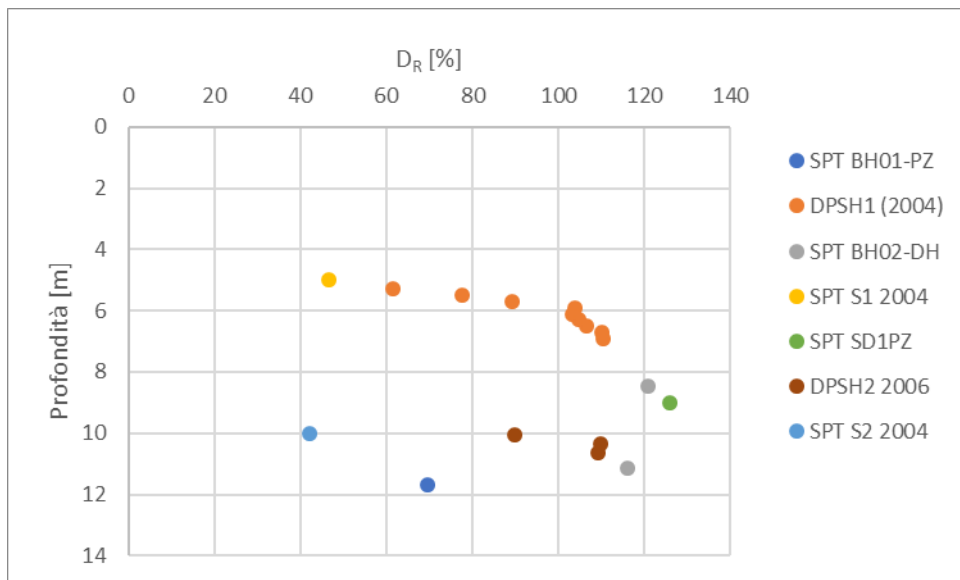


Figura 10.19 - Densità relativa

PROGETTAZIONE ATI:

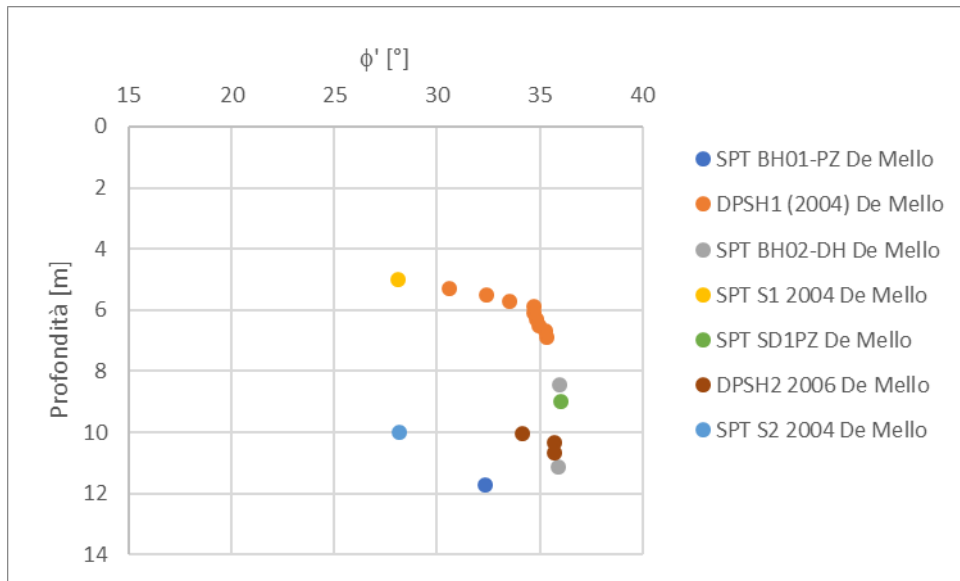


Figura 10.20 – Angolo di resistenza al taglio

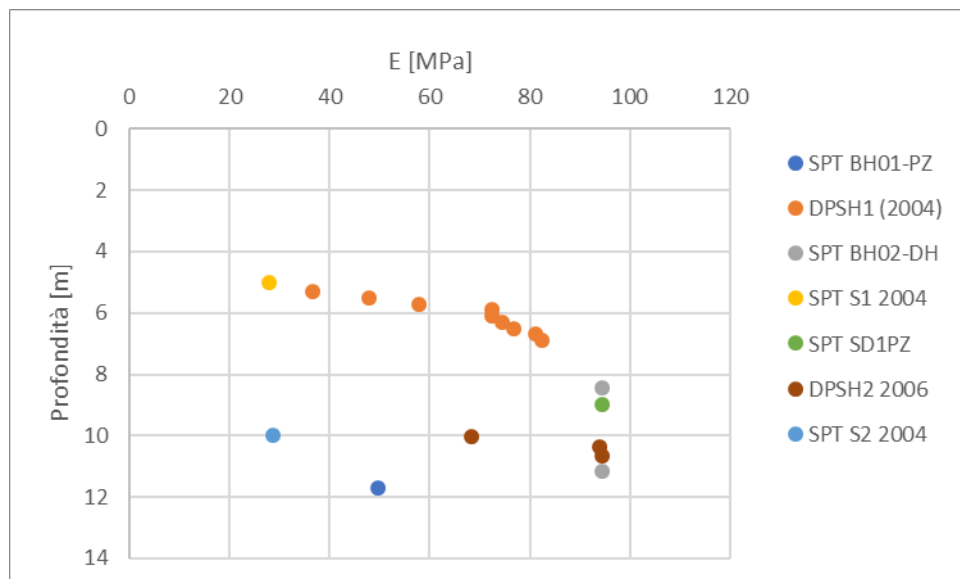


Figura 10.21 - Modulo di Young

PROGETTAZIONE ATI:

10.1.4. TERRENI TIPO SL

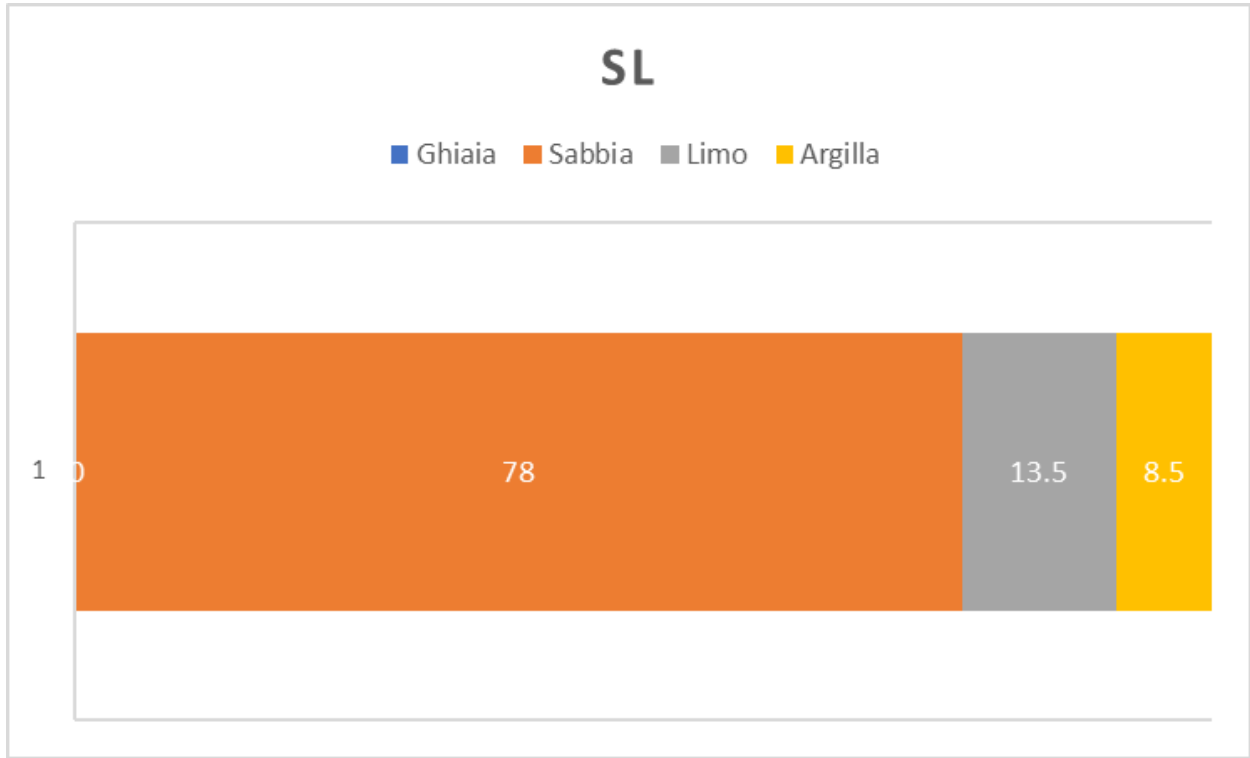


Figura 10.22 Composizione granulometrica.

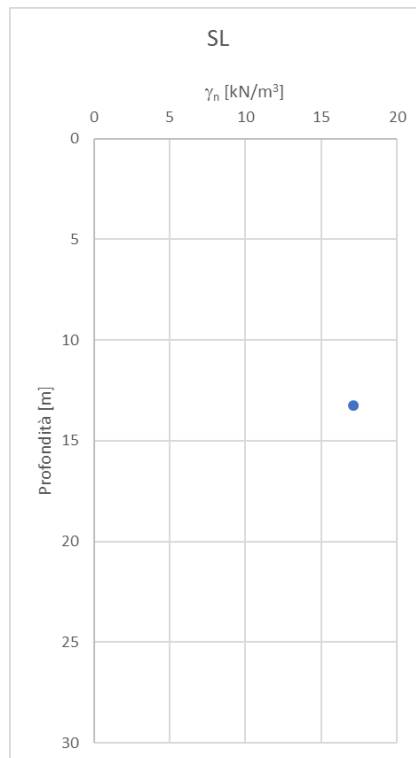


Figura 10.23 Peso dell'unità di volume.

PROGETTAZIONE ATI:

10.1.5. TERRENI TIPO LS1

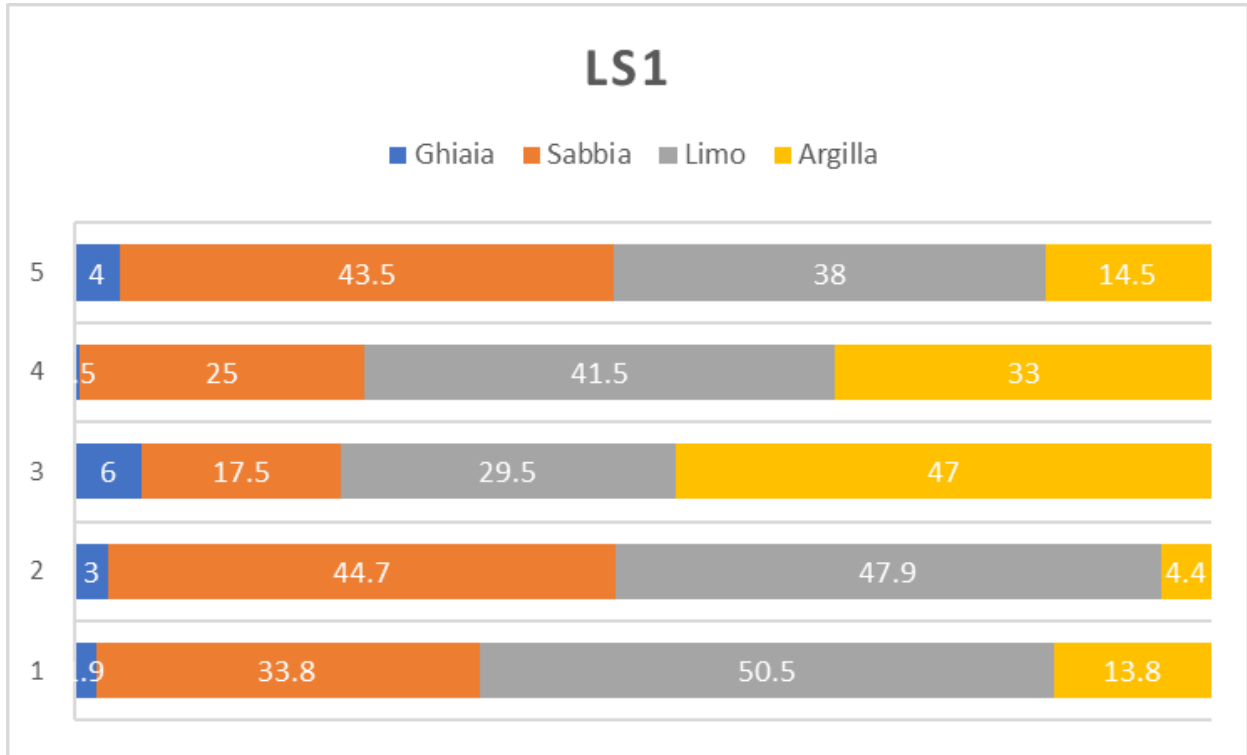


Figura 10.24 Composizione granulometrica.

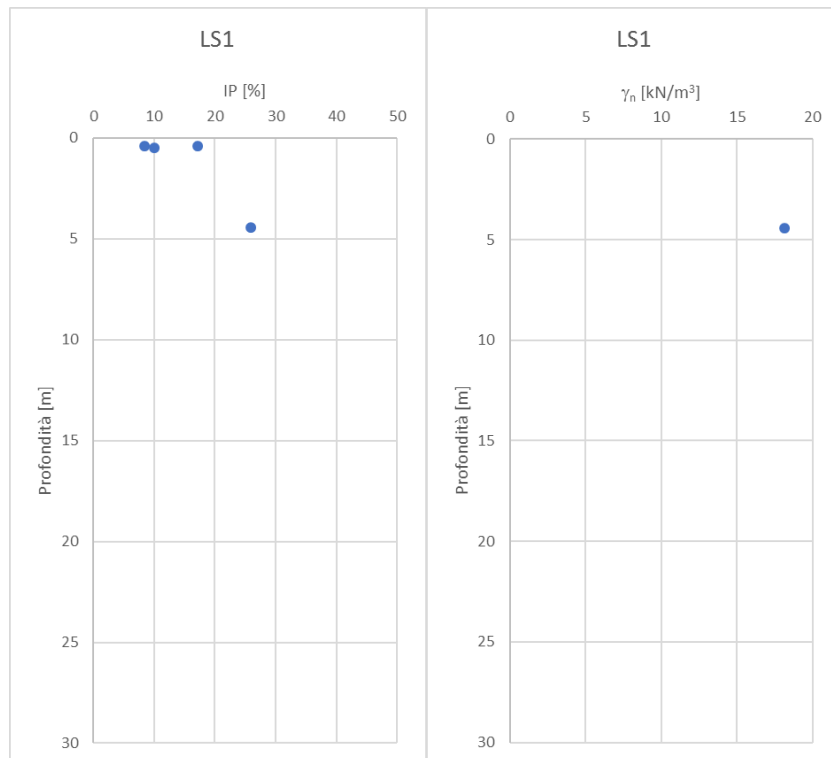


Figura 10.25 Indice di plasticità e peso dell'unità di volume.

PROGETTAZIONE ATI:

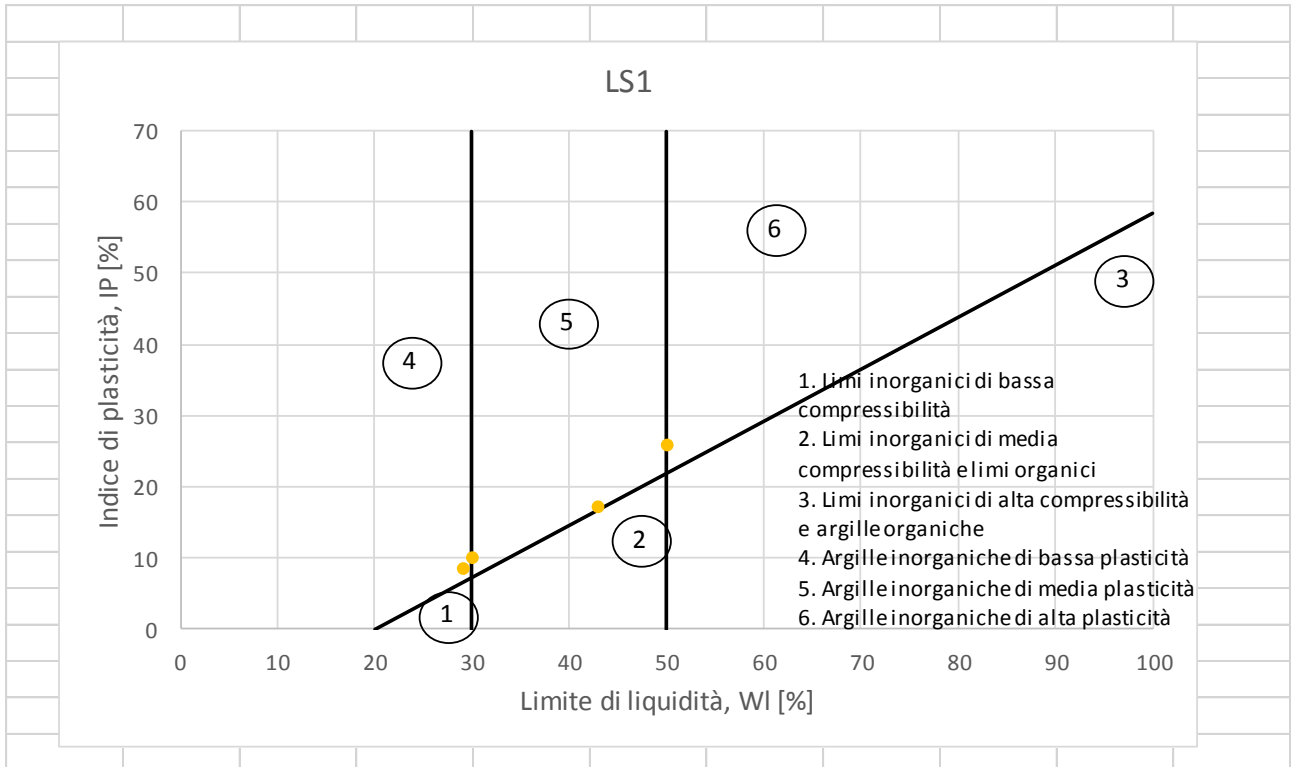


Figura 10.26 Carta di plasticità di Casagrande.

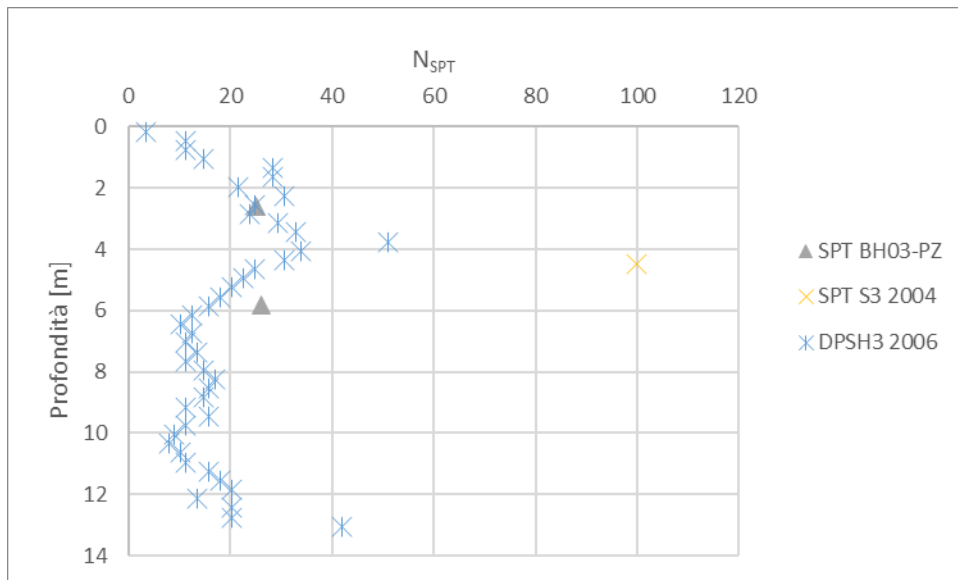


Figura 10.27 - Risultati prove penetrometriche

PROGETTAZIONE ATI:

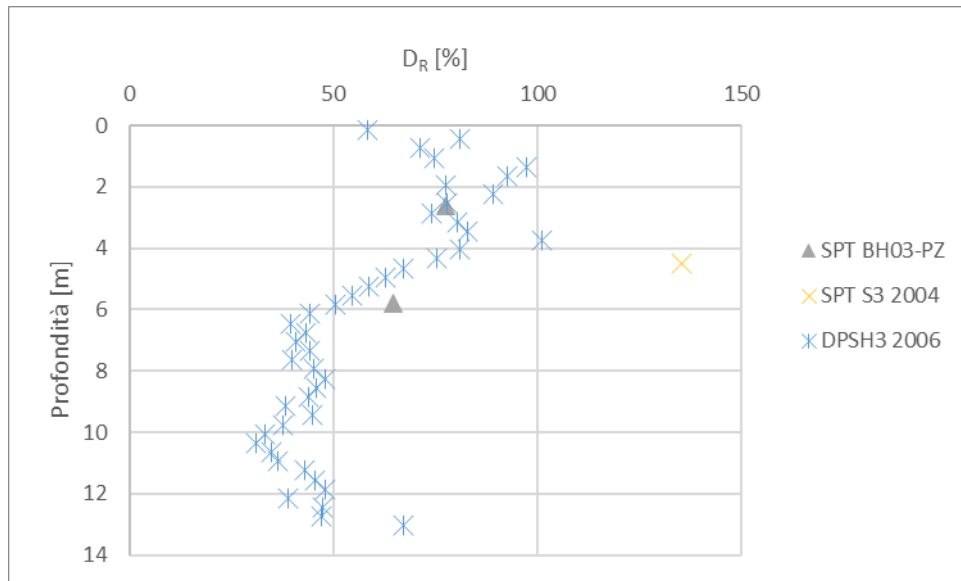


Figura 10.28 – Densità relativa

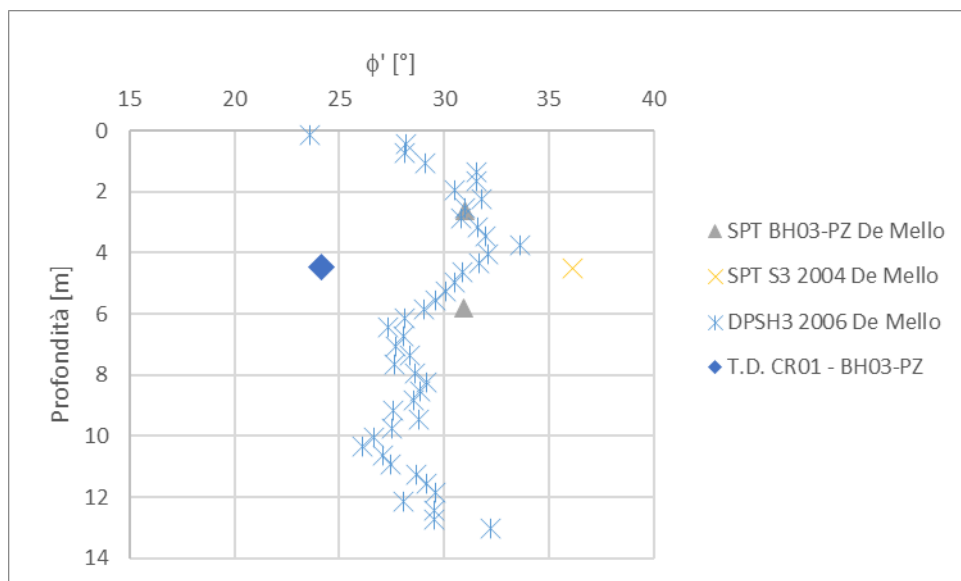


Figura 10.29 – Angolo di resistenza al taglio

PROGETTAZIONE ATI:

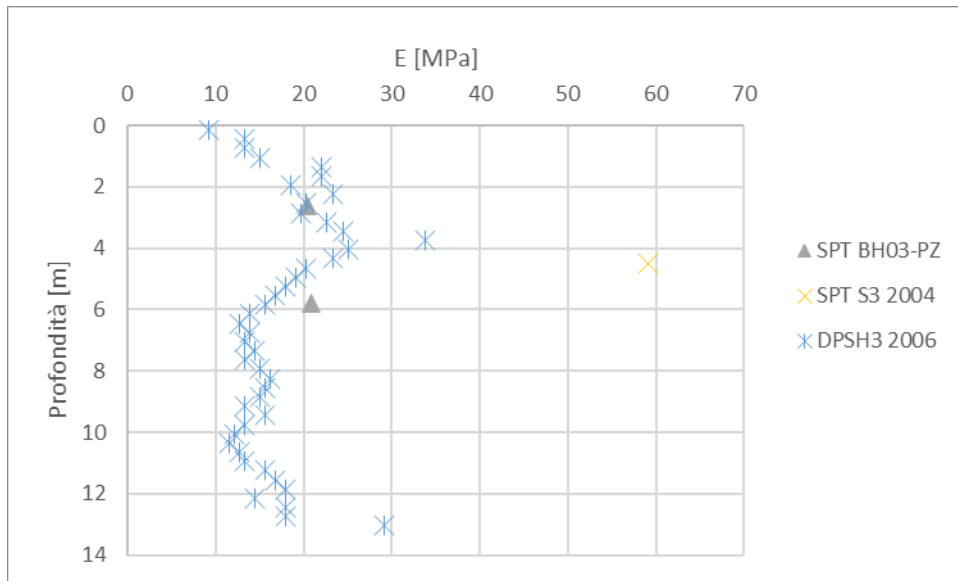


Figura 10.30 - Modulo di Young

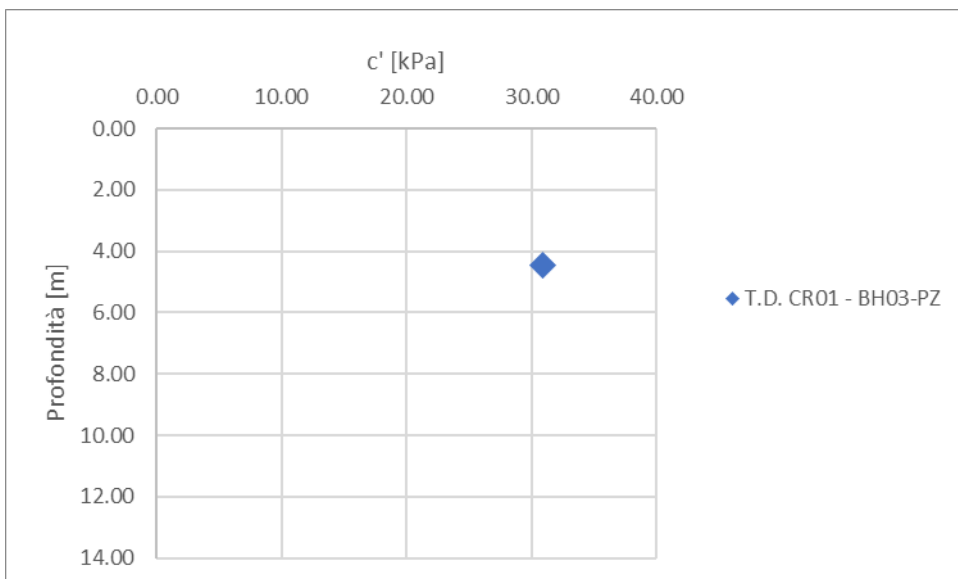


Figura 10.31 – Coesione efficace

PROGETTAZIONE ATI:

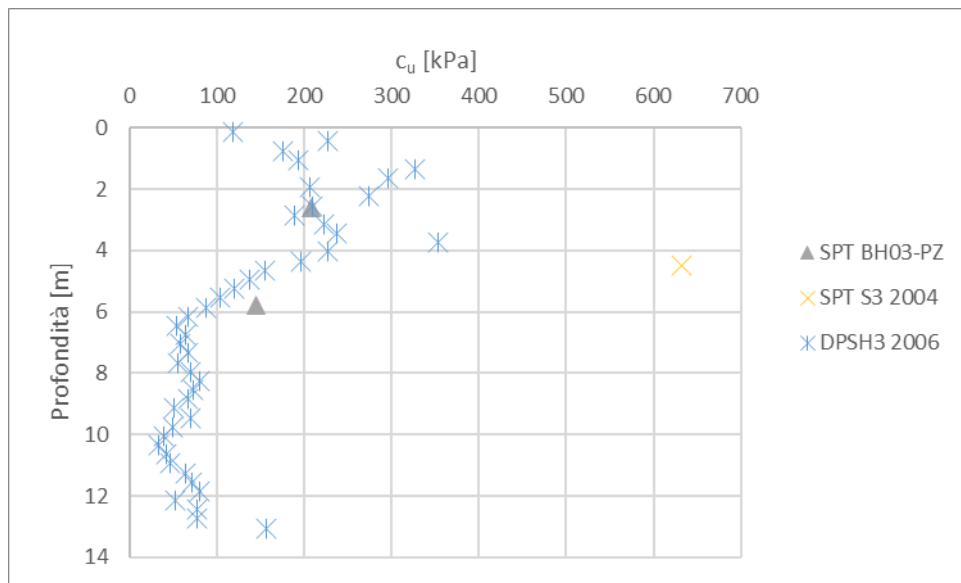


Figura 10.32 – Coesione non drenata

10.1.6. TERRENI TIPO LS2

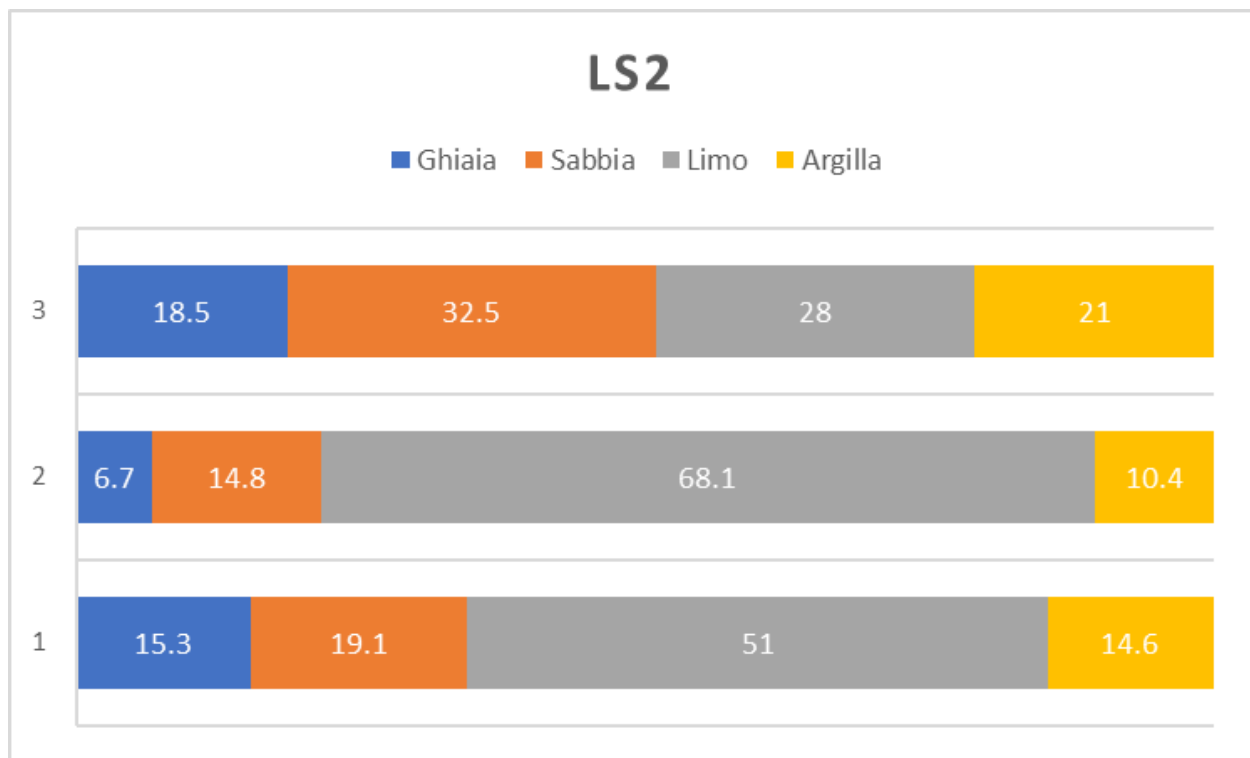


Figura 10.33 Composizione granulometrica.

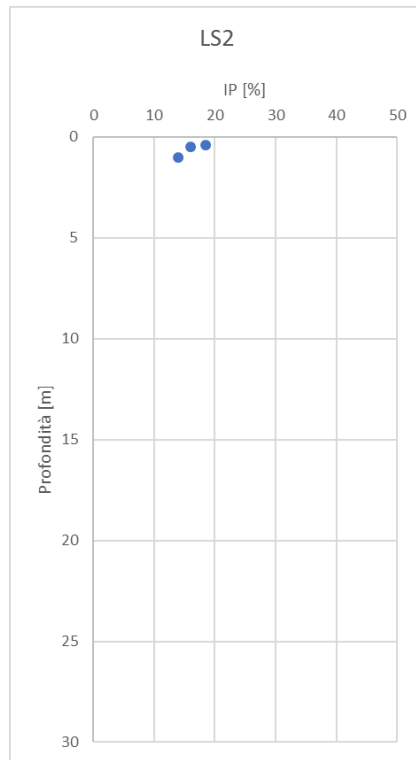


Figura 10.34 Indice di plasticità

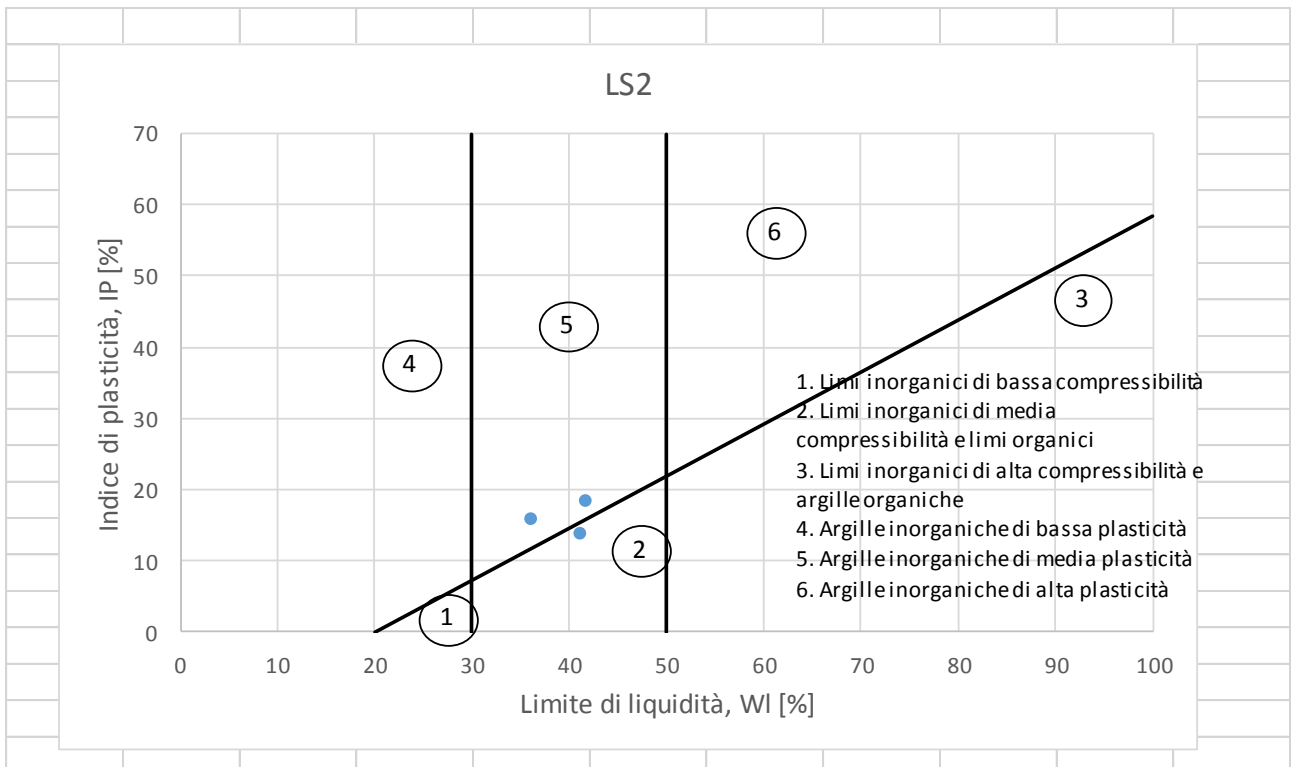
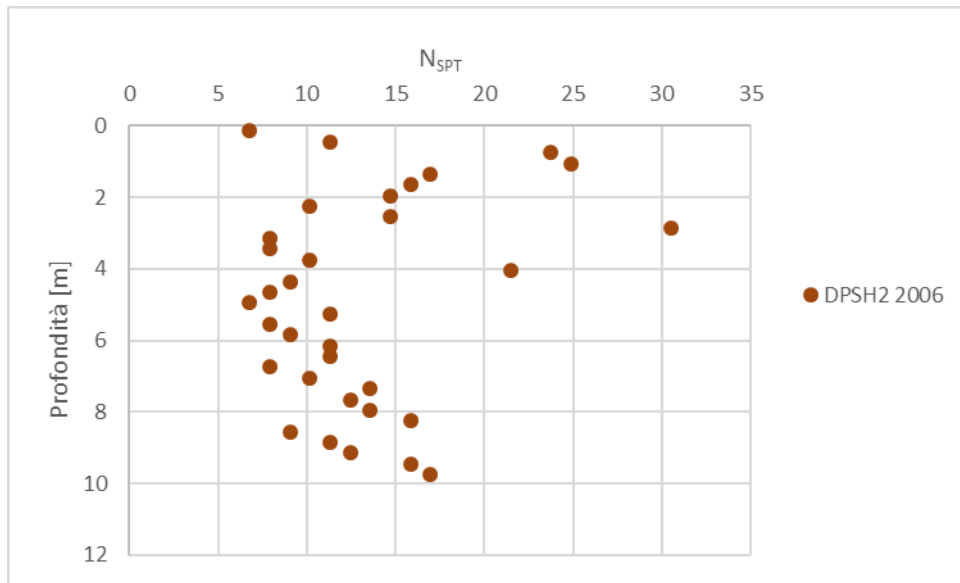


Figura 10.35 Carta di plasticità di Casagrande.

PROGETTAZIONE ATI:



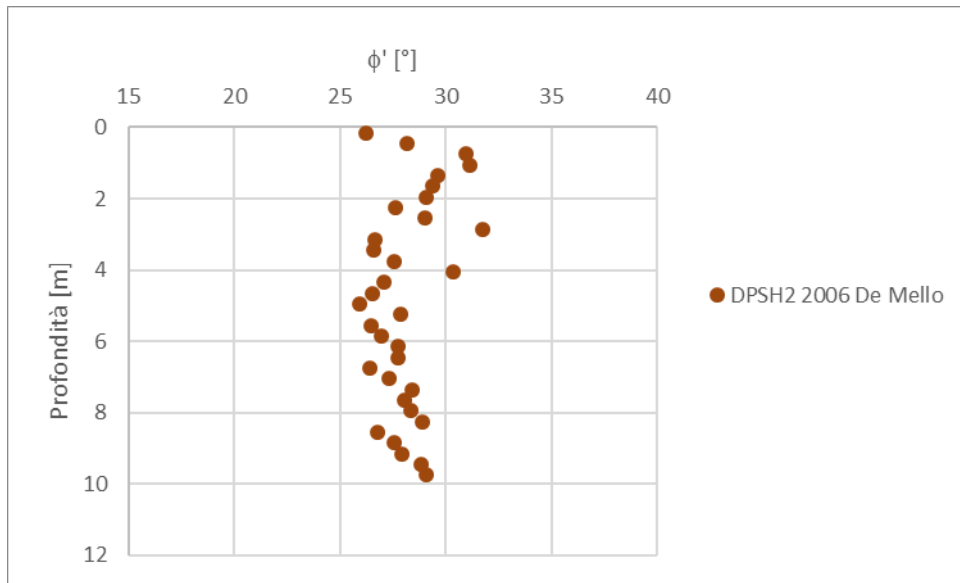


Figura 10.38 – Angolo di resistenza al taglio

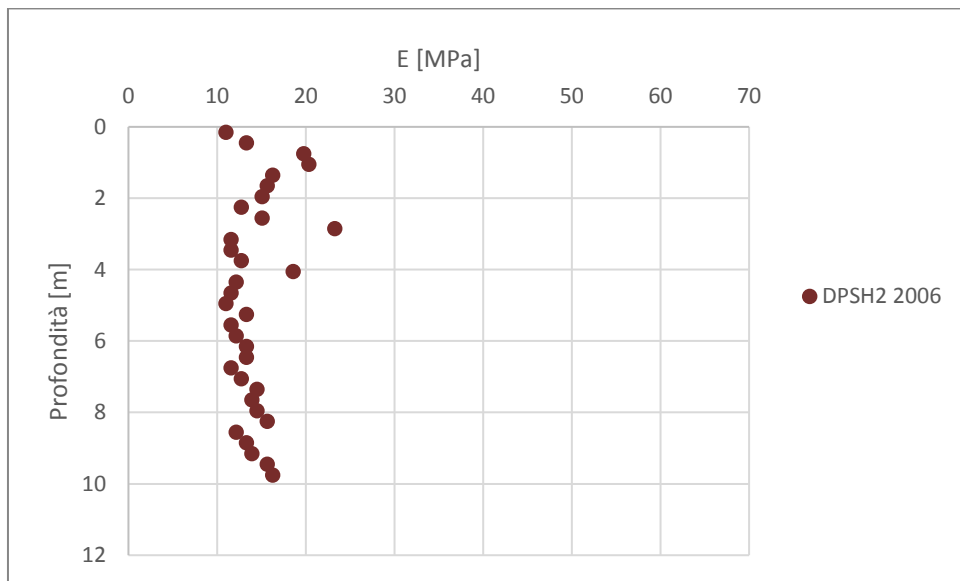


Figura 10.39 - Modulo di Young

PROGETTAZIONE ATI:

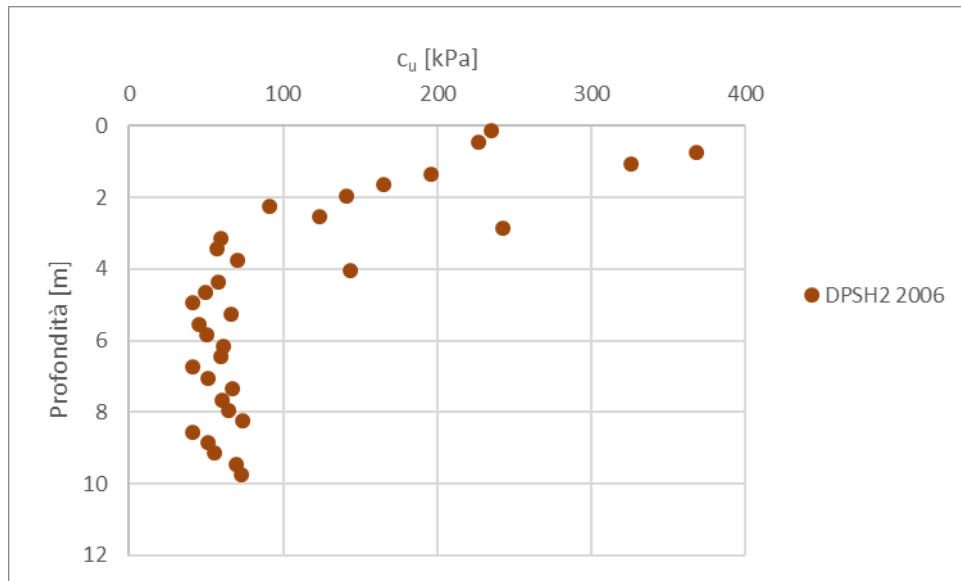


Figura 10.40 – Coesione non drenata

10.1.7. TERRENI TIPO LS3

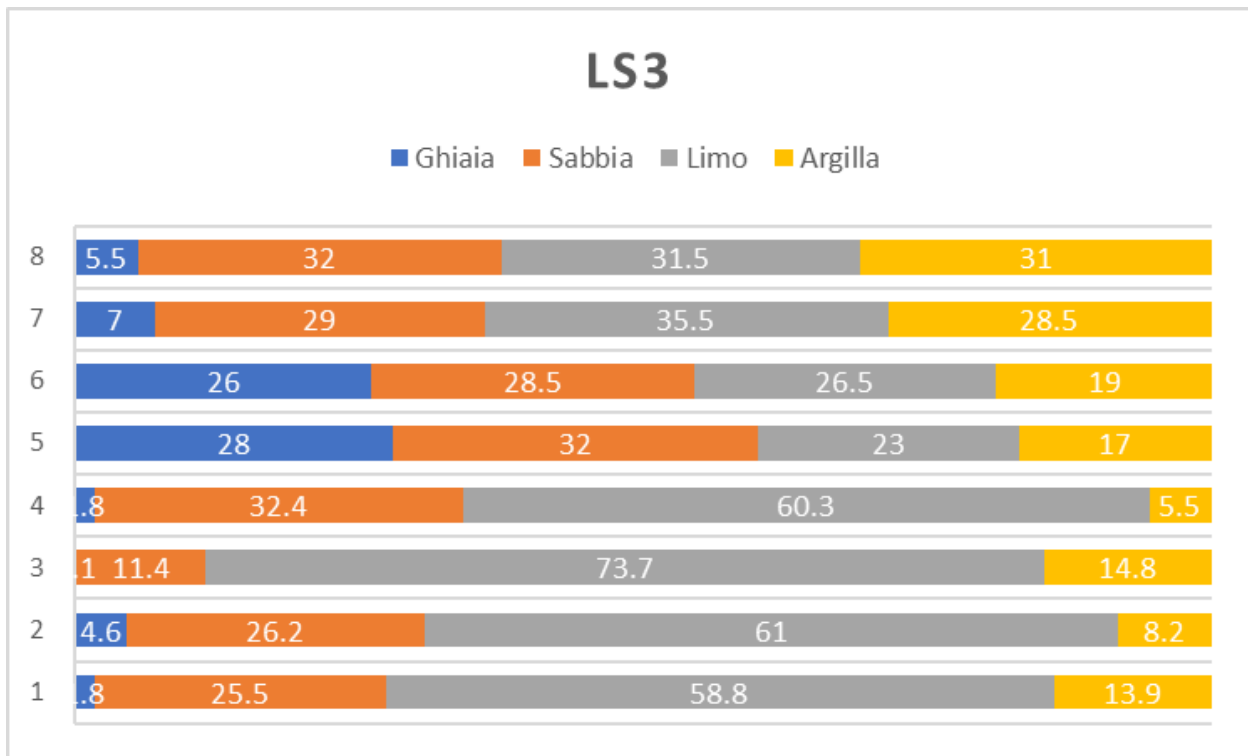


Figura 10.41 Composizione granulometrica.

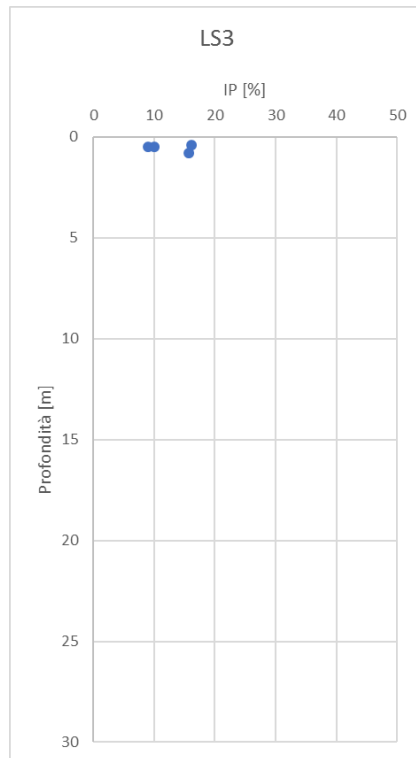


Figura 10.42 Indice di plasticità

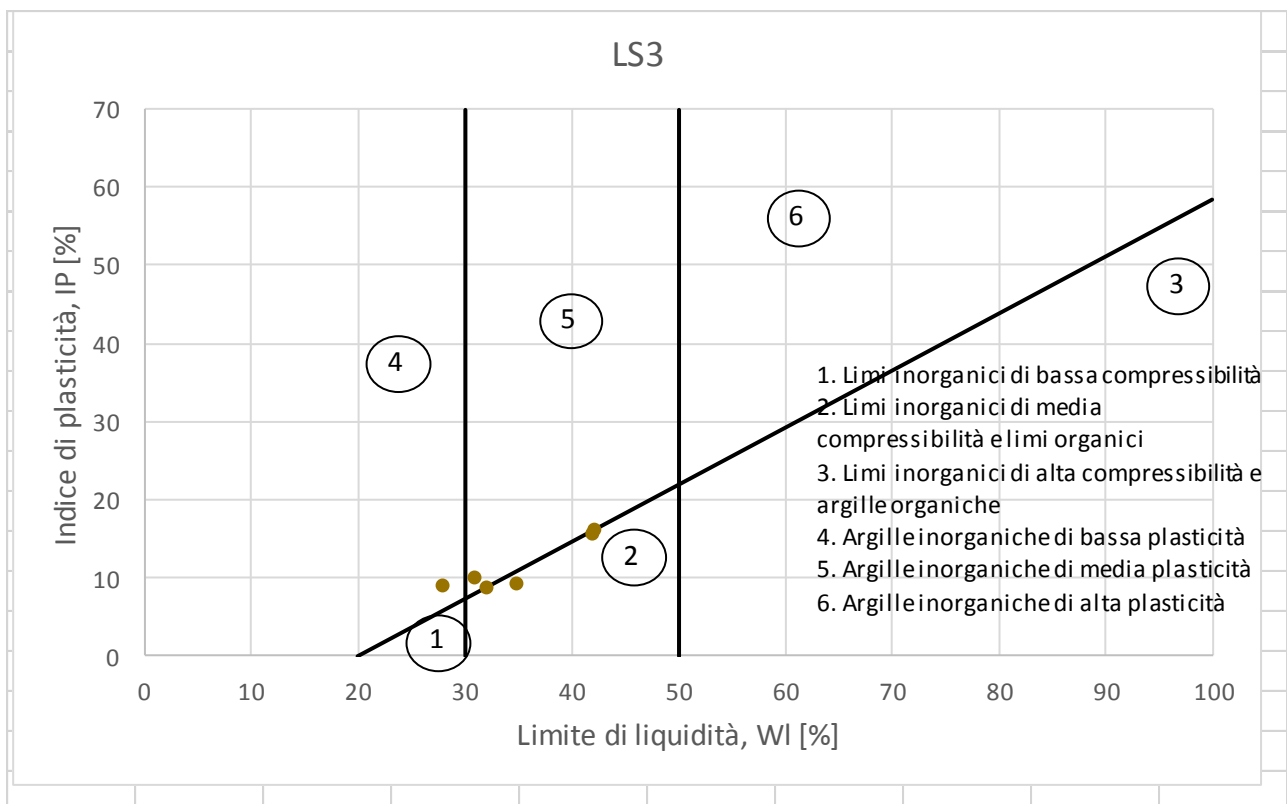


Figura 10.43 Carta di plasticità di Casagrande.

PROGETTAZIONE ATI:

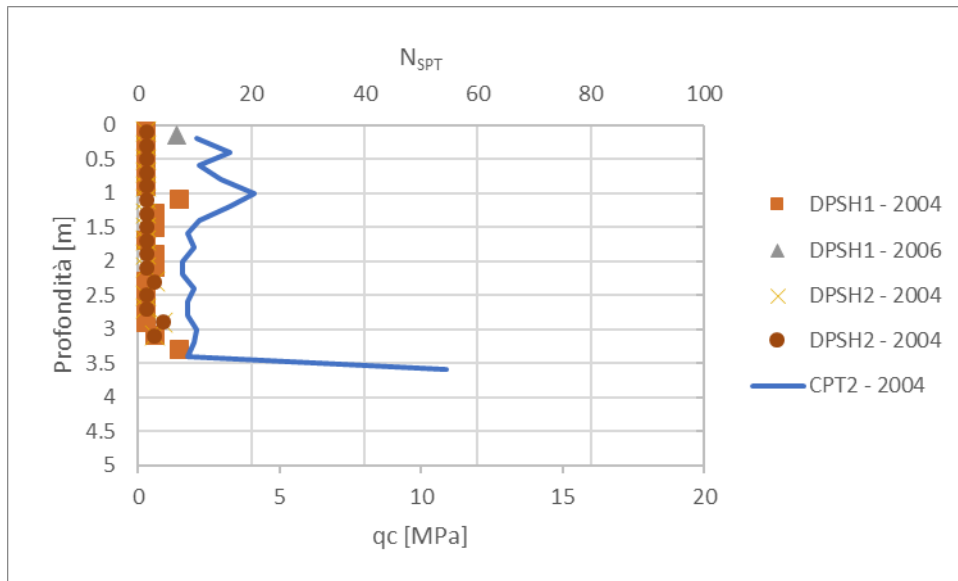


Figura 10.44 - Risultati prove penetrometriche

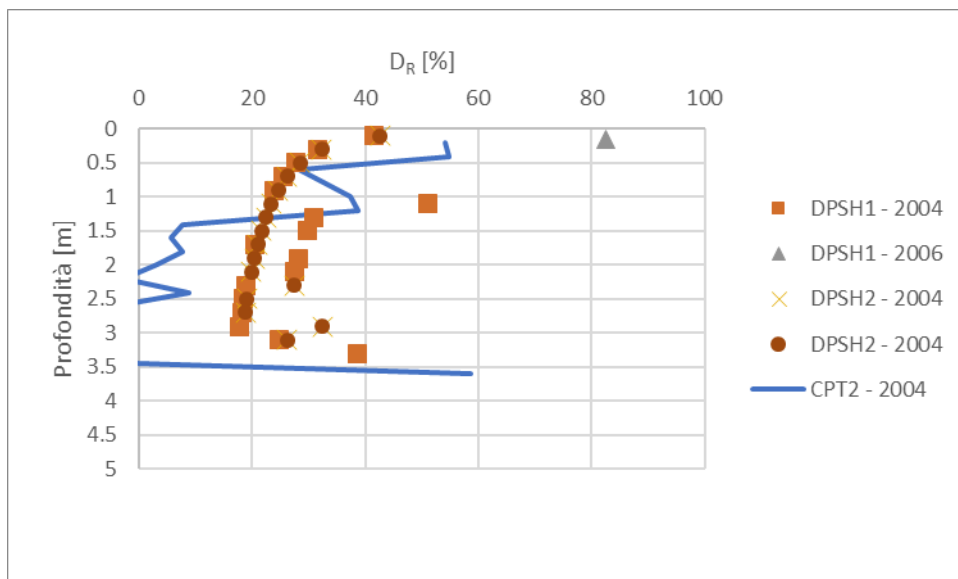


Figura 10.45 – Densità relativa

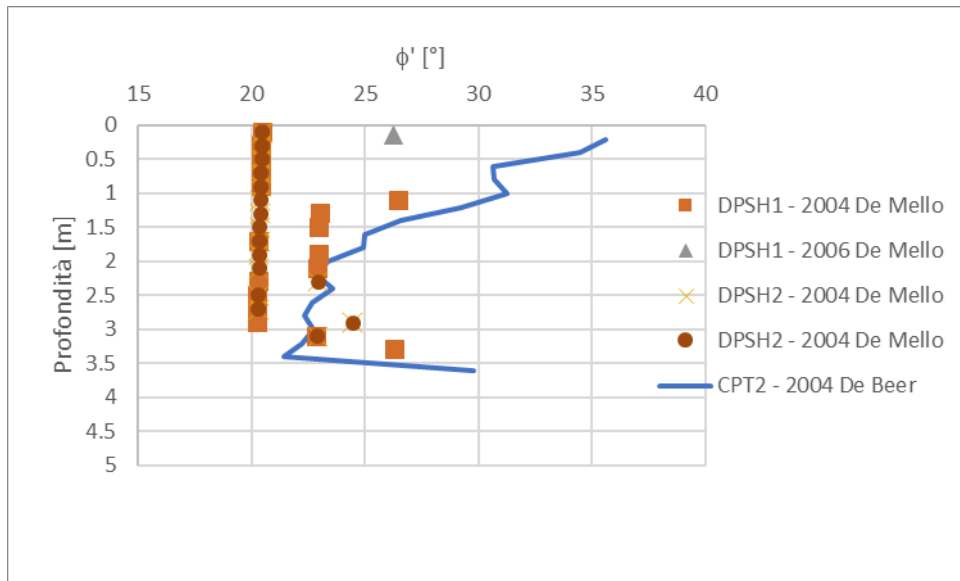


Figura 10.46 – Angolo di resistenza al taglio

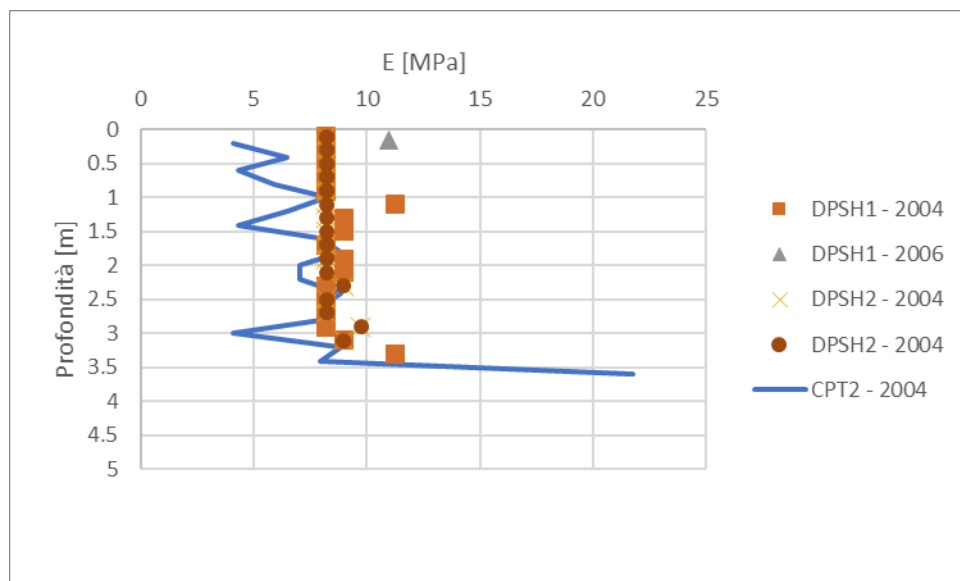


Figura 10.47 - Modulo di Young

PROGETTAZIONE ATI:

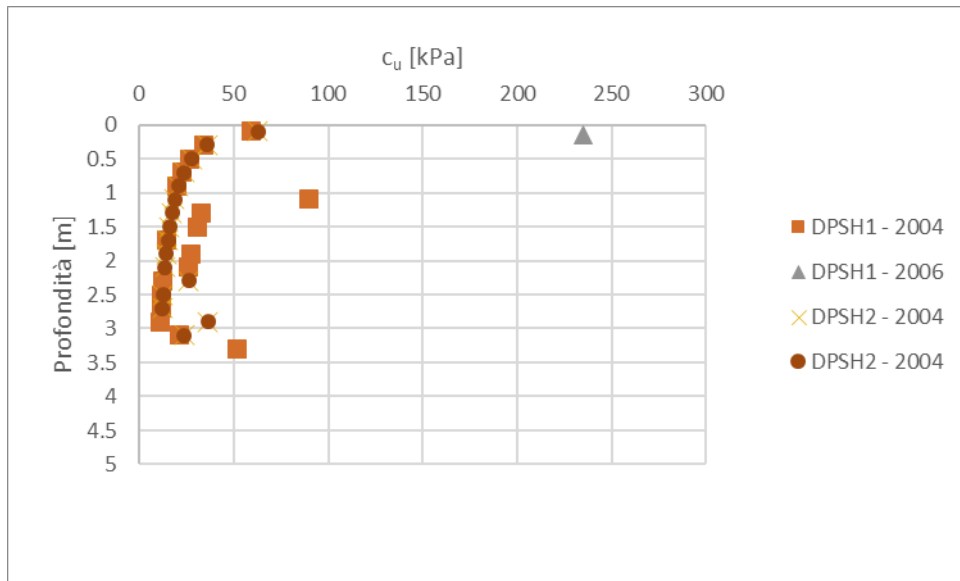


Figura 10.48 – Coesione non drenata

10.1.8. TERRENI TIPO LS4

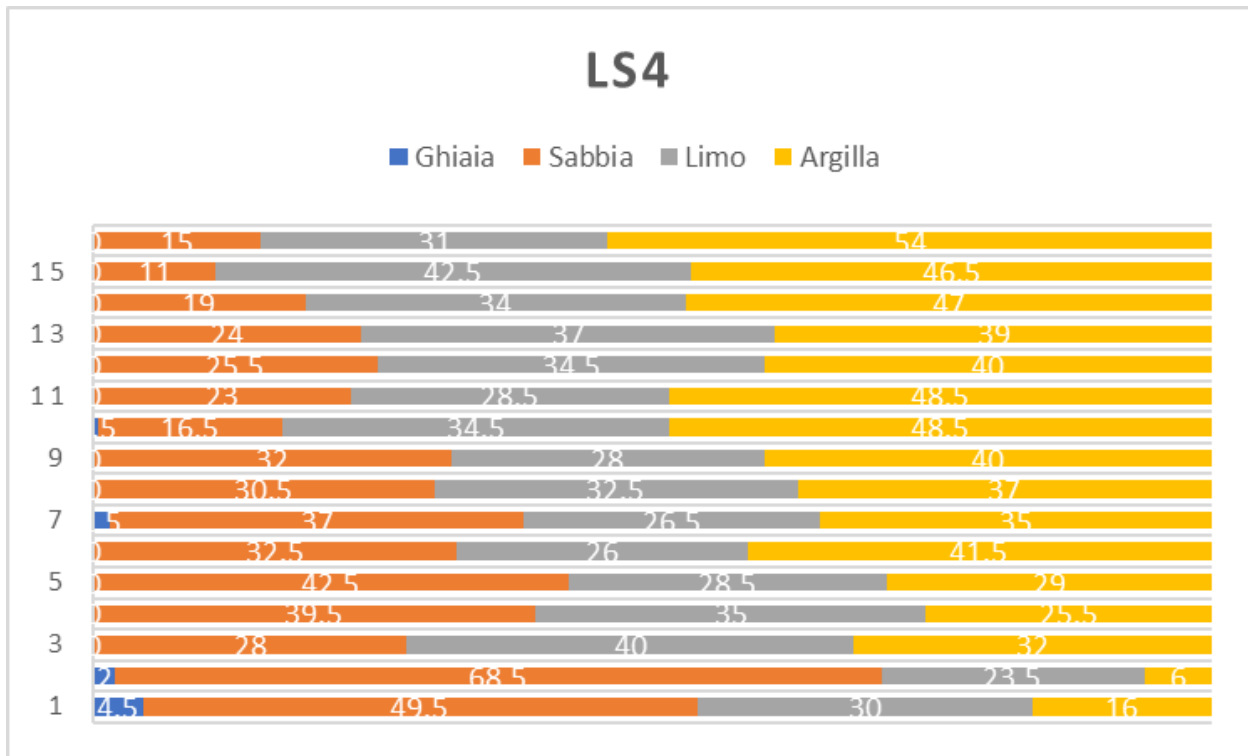


Figura 10.49 Composizione granulometrica.

PROGETTAZIONE ATI:

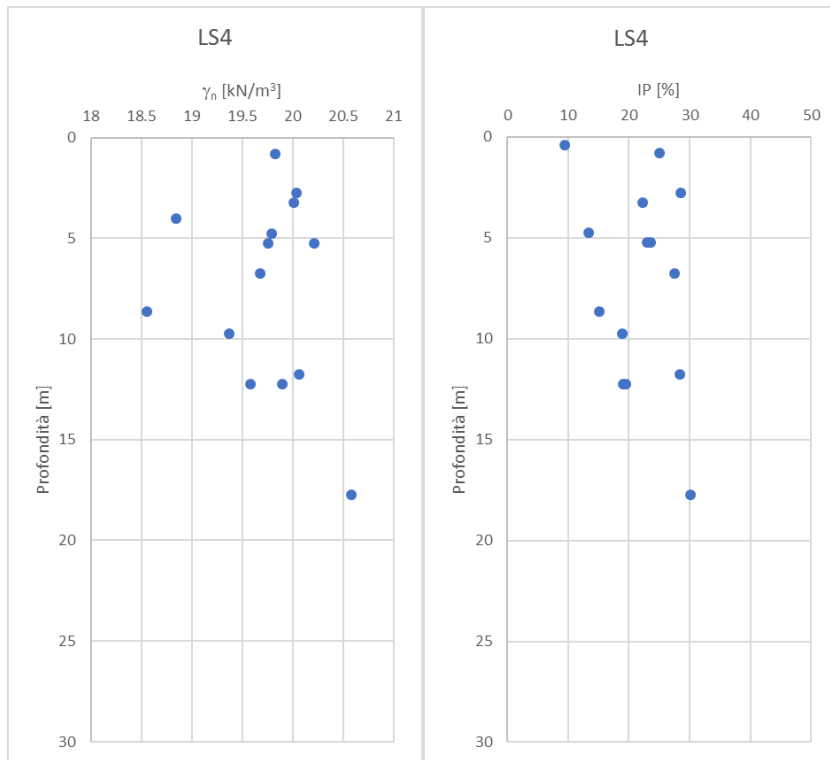


Figura 10.50 Indice di plasticità e peso dell'unità di volume.

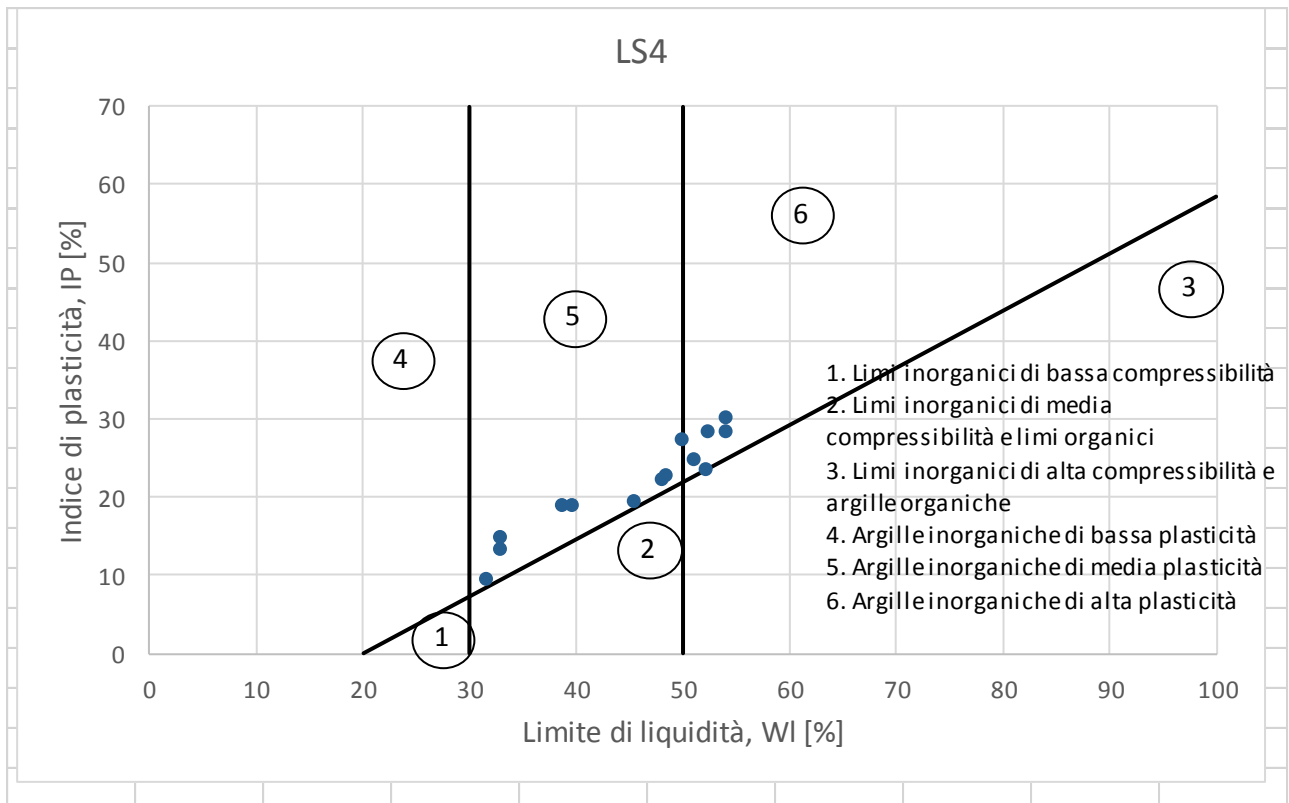


Figura 10.51 Carta di plasticità di Casagrande.

PROGETTAZIONE ATI:

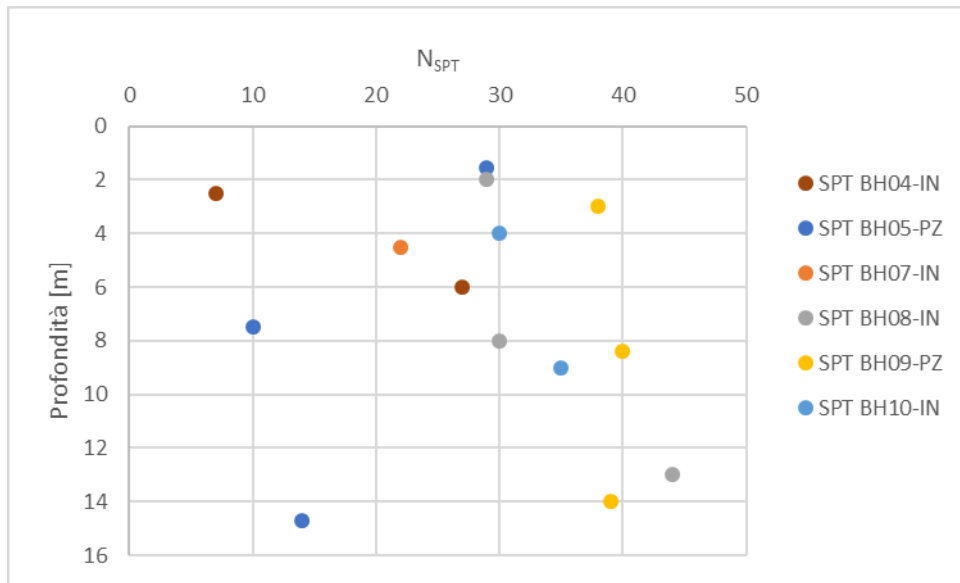


Figura 10.52 - Risultati prove penetrometriche

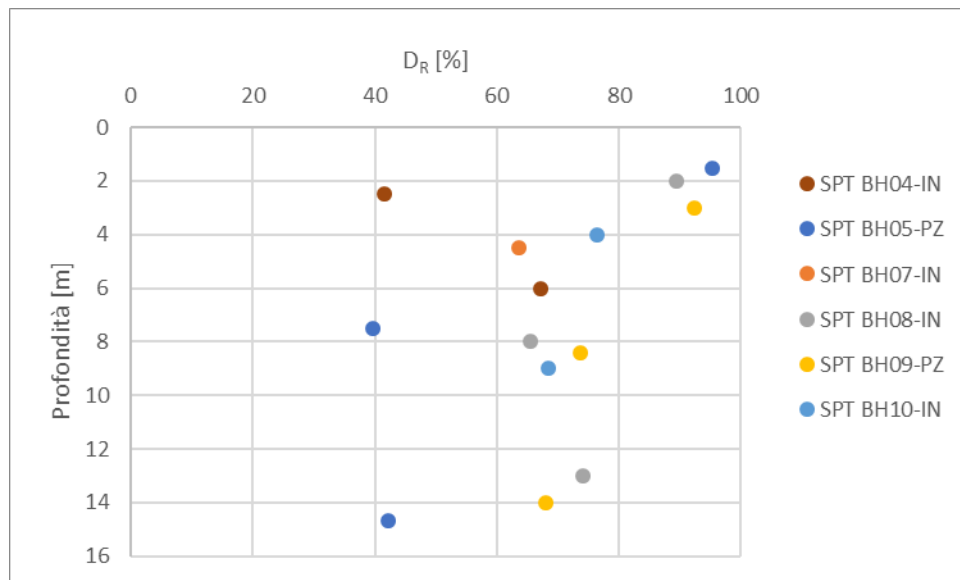


Figura 10.53 - Densità relativa

PROGETTAZIONE ATI:

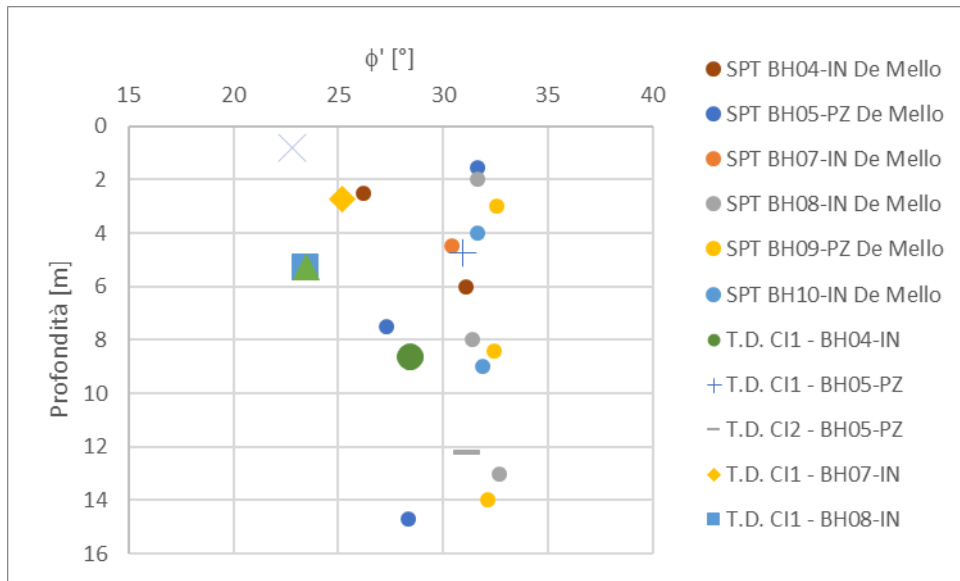


Figura 10.54 – Angolo di resistenza al taglio

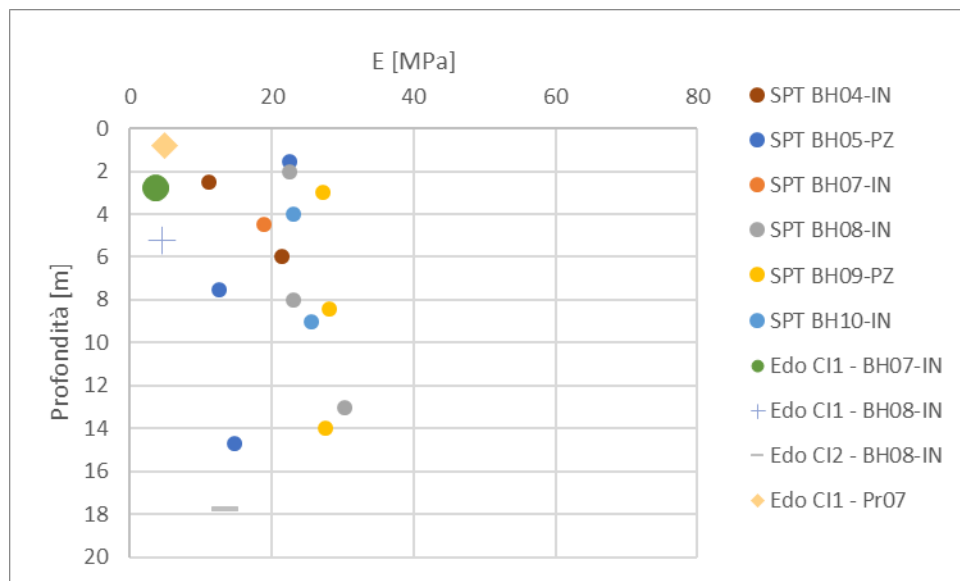


Figura 10.55 - Modulo di Young

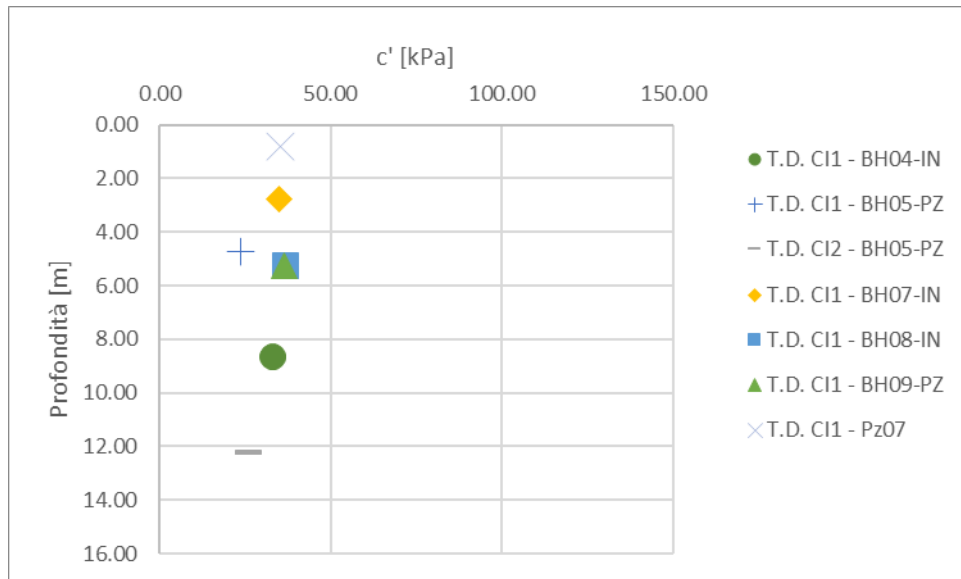


Figura 10.56 – Coesione efficace

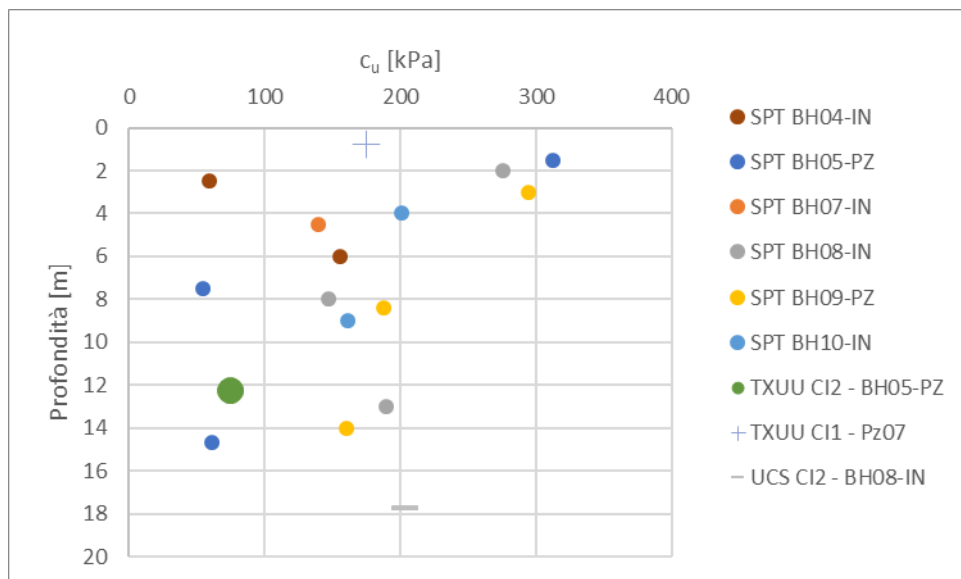


Figura 10.57 – Coesione non drenata

PROGETTAZIONE ATI:

10.1.9. TERRENI TIPO LS4s

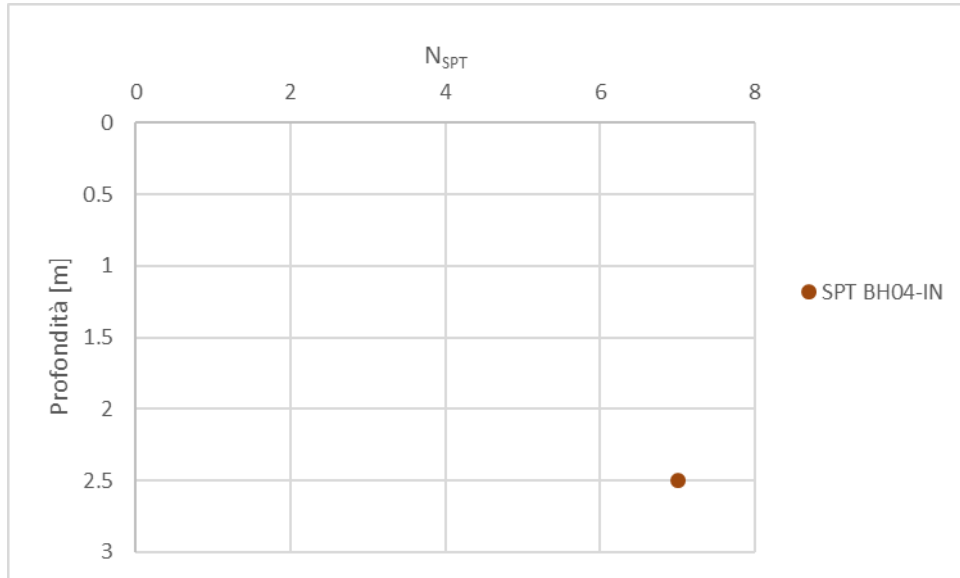


Figura 10.58 - Risultati prove penetrometriche

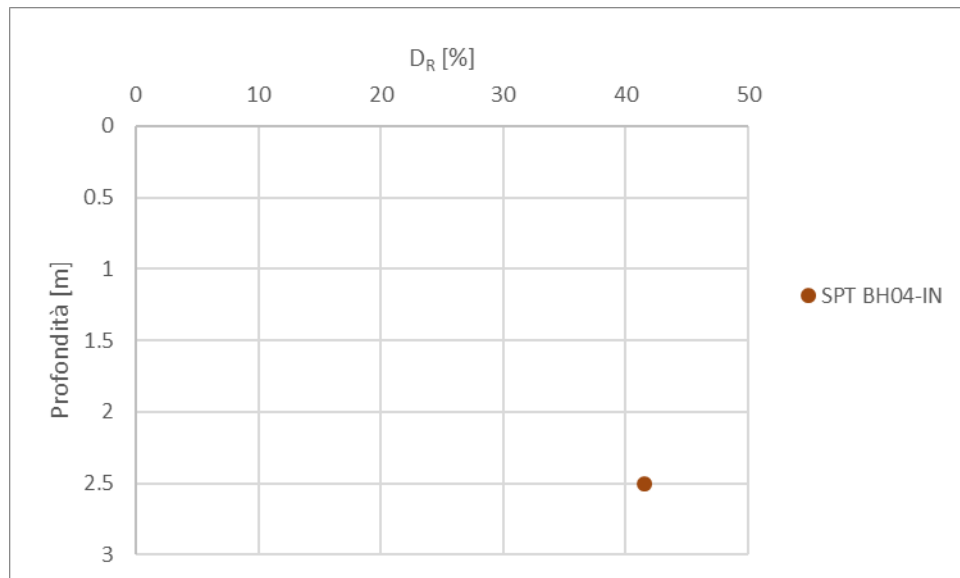


Figura 10.59 – Densità relativa

PROGETTAZIONE ATI:

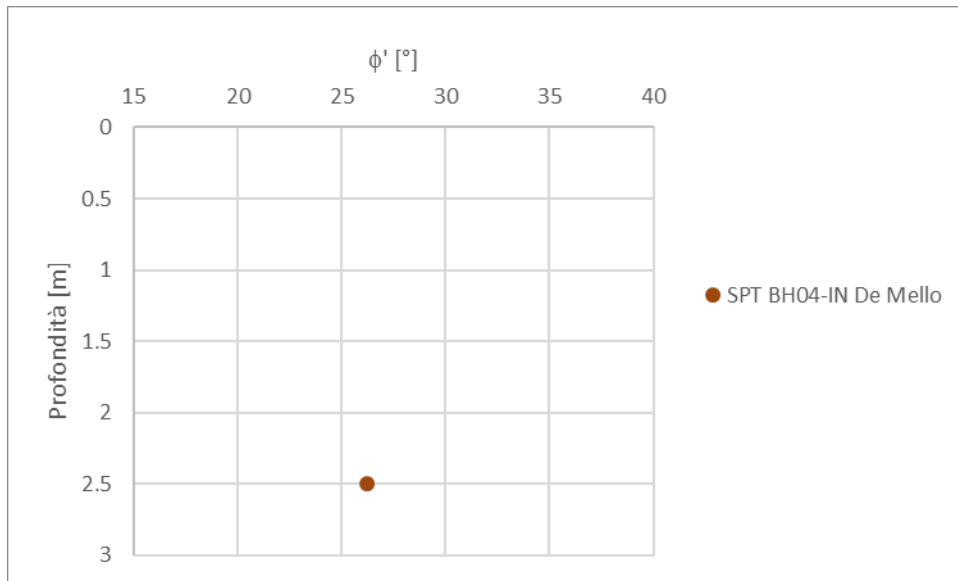


Figura 10.60 – Angolo di resistenza al taglio

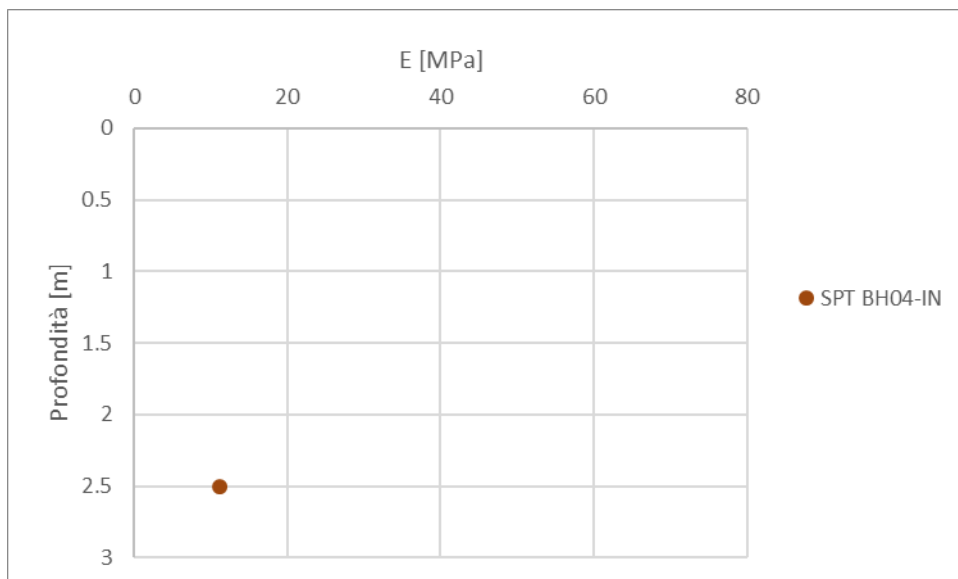


Figura 10.61 - Modulo di Young

PROGETTAZIONE ATI:

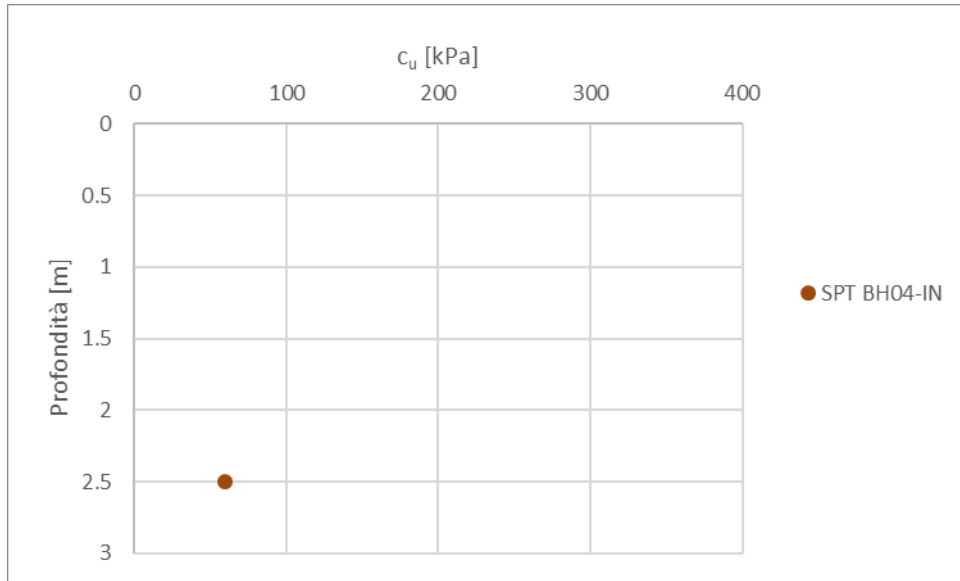


Figura 10.62 – Coesione non drenata

10.1.10. TERRENI TIPO AMA

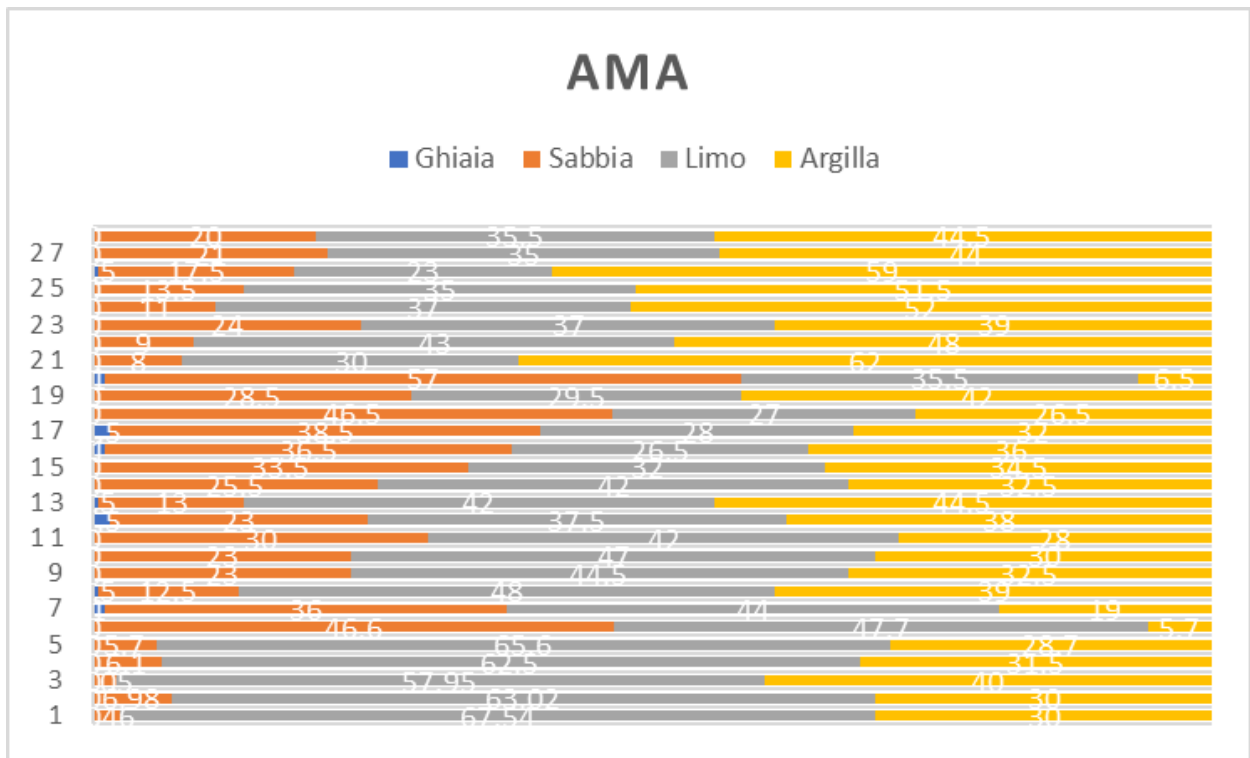


Figura 10.63 Composizione granulometrica.

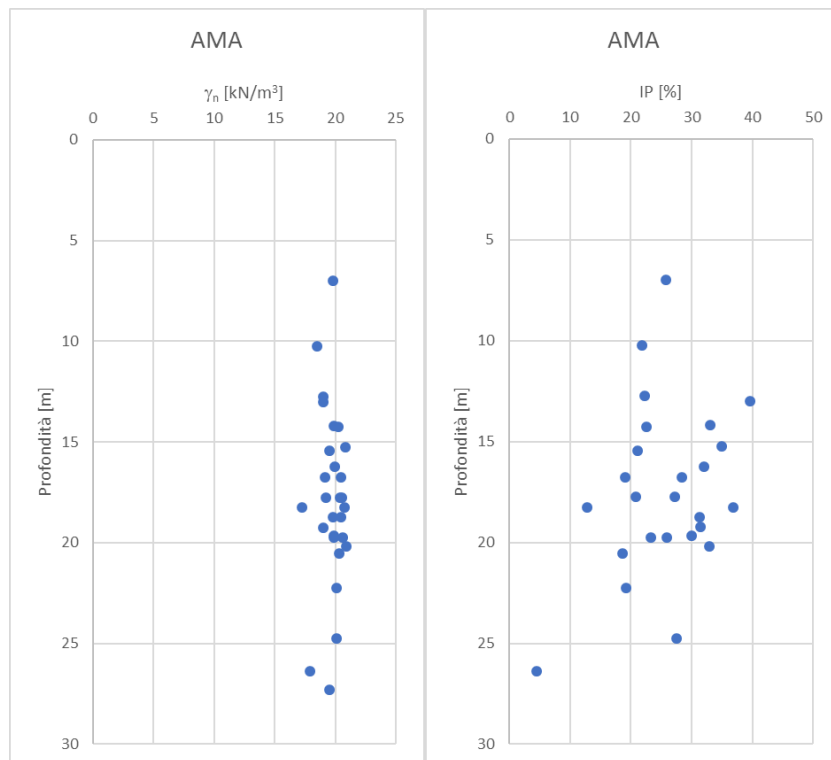


Figura 10.64 Indice di plasticità e peso dell'unità di volume.

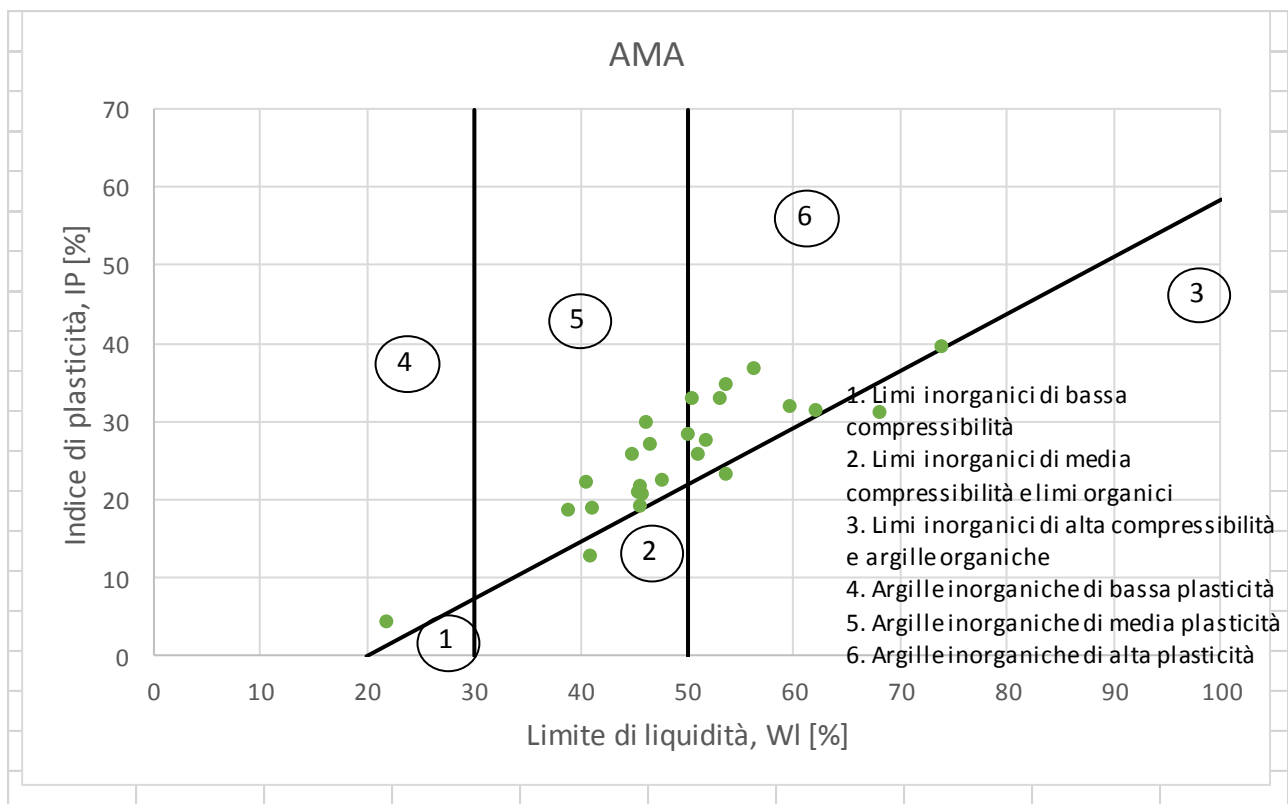


Figura 10.65 Carta di plasticità di Casagrande.

PROGETTAZIONE ATI:

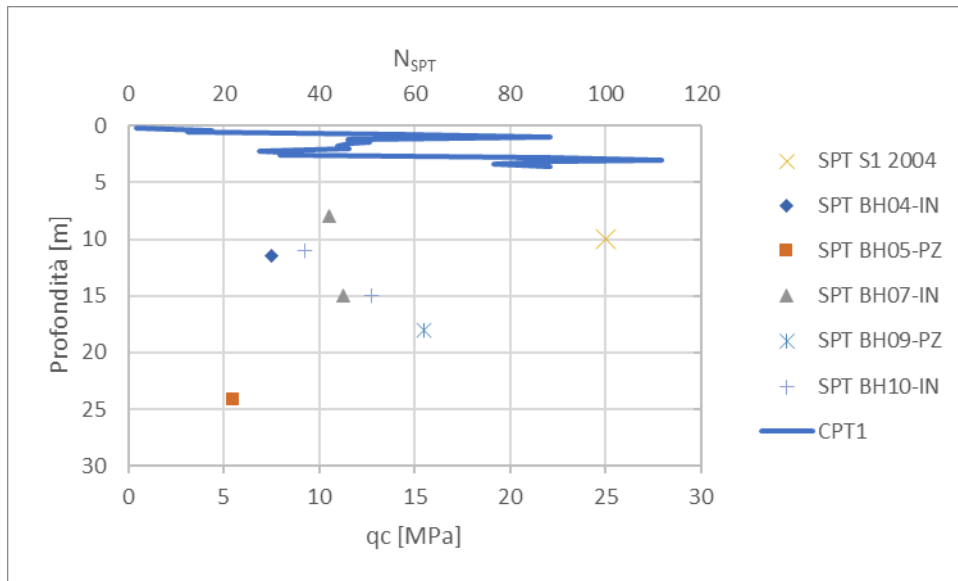


Figura 10.66 - Risultati prove penetrometriche

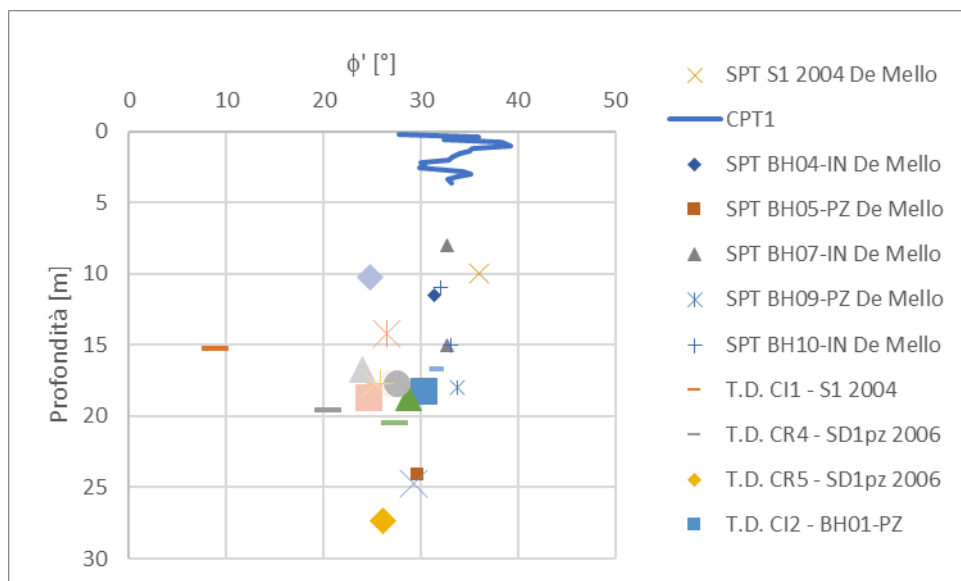


Figura 10.67 – Angolo di resistenza al taglio

PROGETTAZIONE ATI:

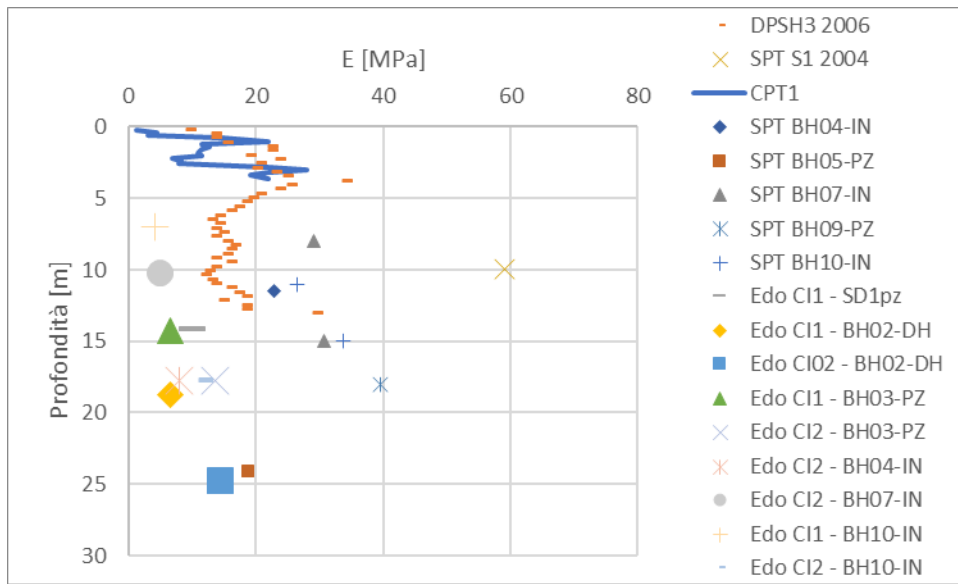


Figura 10.68 - Modulo di Young

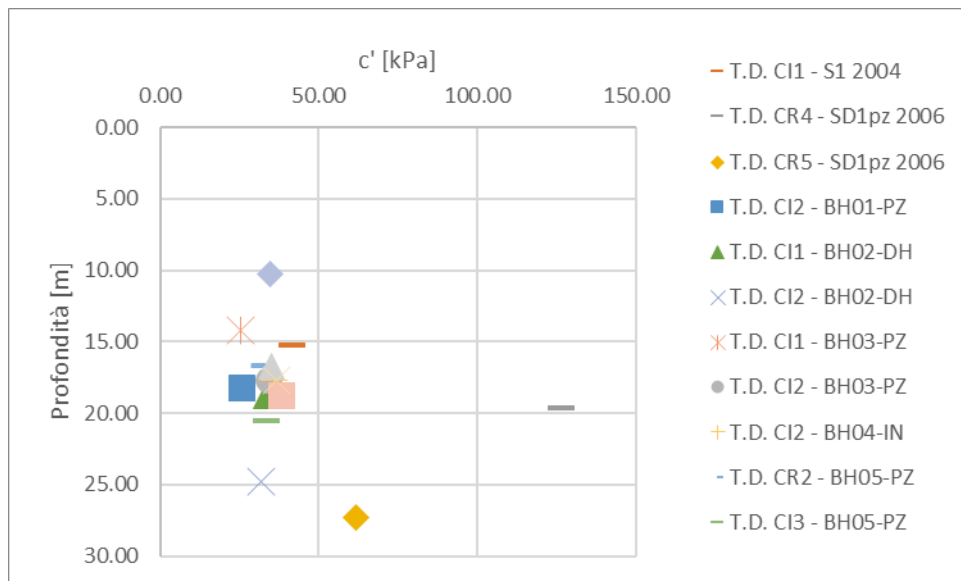


Figura 10.69 – Coesione efficace

PROGETTAZIONE ATI:

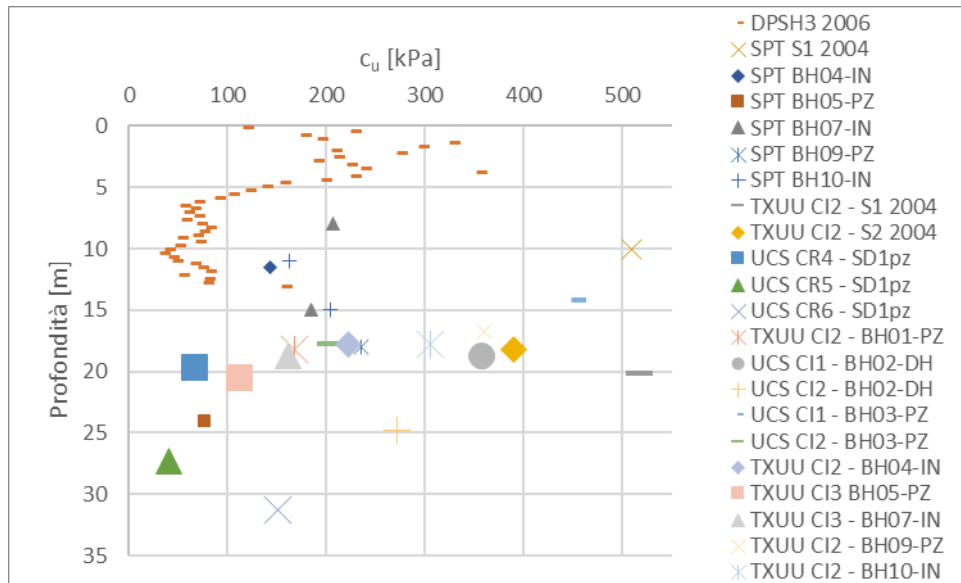


Figura 10.70 – Coesione non drenata