

REGIONE MARCHE
PROVINCIA DI FERMO
COMUNE DI FERMO





IMPIANTO DI TRATTAMENTO ANAEROBICO DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI
RIFIUTI SOLIDI URBANI PER LA PRODUZIONE DI BIOMETANO

CIG: 9880245C18 – CUP: F62F18000070004

PROGETTO ESECUTIVO

NOME ELABORATO RELAZIONE GENERALE SUI CALCOLI DELLE PARATIE		CLASSE	10.1
		STRUTTURE RELAZIONI	
		N. TAVOLA	10.1.1
		FORMATO	A4
		SCALA	/
CODIFICA ELABORATO	23008-OW-C-101-RS-020-MA1-01		

REV	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
01	29/10/2024	SECONDA EMISSIONE	A.LABBATE	C. BUTTICE'	R. MARTELLO
00	26/02/2024	PRIMA EMISSIONE	B.BARONE	C. BUTTICE'	R. MARTELLO

Committente	Progettista indicato	Mandataria
 CITTA' DI FERMO Settore IV e V Lavori Pubblici, Protezione Civile, Ambiente, Urbanistica, Patrimonio, Contratti e Appalti Via Mazzini 4 63900 – Fermo (FM) DOTT. Mauro Fortuna RUP	 Via Resuttana 360 90142 -PALERMO OWAC Engineering Company S.R.L. ING. Rocco Martello Direttore Tecnico UNI EN ISO 9001:2015 N. 30233/14/S UNI EN ISO 45001:2018 N. OHS-4849 UNI EN ISO 14001:2015 N. EMS-9477/S UNI/PdR 74 :2019 N. SGBIM-01/23 UNI/PdR 74:2019 N. 21042BIM	 Via del Cardoncello 22 70022 – Altamura (BA) EDILALTA S.R.L. DOTT. Angelantonio Disabato Socio Mandante  Via Bassa di Casalmoro 3 46041 – Asola (MN) ANAERGIA S.R.L. DOTT. Andrea Parisi Istitore



01	A.LABBATE	29/10/2024	C.BUTTICE	29/10/2024	R.MARTELLO	29/10/2024
00	B.BARONE	26/02/2024	C.BUTTICE	26/02/2024	R.MARTELLO	26/02/2024
REV	ESEGUITO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA



Sommario

1.	PREMESSA	4
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI	5
3.	RIFERIMENTI GEOLOGICI	6
3.1.	GEOMORFOLOGIA.....	6
3.2.	GEOLOGIA	9
3.3.	PECULIARITÀ SISMICA DEL SITO	17
3.4.	DETERMINAZIONE DEGLI SPETTRI SISMICI SECONDO NTC 2018	19
3.5.	RISPOSTA SISMICA LOCALE	21
3.6.	GEOTECNICA	25
3.7.	MODELLO DI CALCOLO DELLA PARATIA.....	29
	CONDIZIONE STATICA.....	30
	CONDIZIONE SISMICA.....	32
3.8.	ANALISI DEI CARICHI.....	33
3.9.	RICHIAMI TEORICI.....	34
4.	SOFTWARE	43
5.	BREVI CENNI SULLA FASE REALIZZATIVA	44
5.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI E CALCOLO ARMATURE	44
5.2.	CRITERI DI CALCOLO DELLA STABILITÀ GLOBALE DELLA PARATIA.....	45



1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica si riferisce all'impianto di trattamento anaerobico della FORSU per la produzione di biometano, localizzato in C.da San Biagio del Comune di Fermo, in prossimità del Centro Integrato per la Gestione dei Rifiuti Urbani (CIGRU) gestito dalla società Fermo Asite S.r.l., ed autorizzato con Determina n. 61 del 31/01/2022 e s.m.i. del Settore III della Provincia di Fermo.

In sintesi l'impianto rappresenta l'implementazione e l'efficientamento del CIGRU con particolare riferimento alla minimizzazione degli impatti legati al trattamento delle matrici organiche; l'impianto prevede infatti:

1. Il pre-trattamento della FORSU conferita al fine di rendere il rifiuto compatibile con i successivi trattamenti;
2. La digestione anaerobica delle matrici organiche del rifiuto per la produzione di biogas;
3. Il post-trattamento del digestato prodotto, al fine di ottenere acqua depurata da un lato (tramite l'impianto di depurazione *in situ* previsto) e fertilizzanti conformi alla normativa italiana ed europea dall'altro lato;
4. Il post-trattamento del biogas per la produzione di biometano, da utilizzare nel settore dei trasporti tramite compressione su carri bombolai.

L'impianto, con una potenzialità di trattamento di 35.000 t/anno di FORSU, consente la produzione di circa 3.000.000 m³/anno di biometano e circa 6.000 t/anno di fertilizzanti.

I riferimenti di geolocalizzazione sono:

- Latitudine 43.122561° N;
- Longitudine 13.677160° E.



2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Le norme di riferimento sono:

- **NTC 2018** – Norme tecniche per le costruzioni, Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 "Testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018), di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186."
- **Circolare NTC 2018** – Norme tecniche per le costruzioni, CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018."
- **Presidenza del consiglio dei ministri Ordinanza n. 55 del 24 aprile 2018** "Disciplina per la delocalizzazione temporanea delle attività economiche o produttive e dei servizi pubblici danneggiati dal sisma eseguiti e conclusi in data anteriore a quella di entrata in vigore del decreto legge n. 189 del 2016. Modifiche alle ordinanze n. 24 del 12 maggio 2017, n. 39 dell'8 settembre 2017 e n. 51 del 29 marzo 2018. Proroga del termine di cui all'articolo 8, comma 4, del decreto-legge 17 ottobre 2016, n. 189, convertito con modificazioni dalla legge 15 dicembre 2016, n. 229, e s.m.i. Termine per il deposito delle schede AeDES."



3. RIFERIMENTI GEOLOGICI

3.1. GEOMORFOLOGIA

Gli elementi trattati nel seguente paragrafo vengono estratti dal documento
"Relazione Geologica - 23008-OW-C-21-GE-004-BA0-0", redatta dal Geol. C. Ferla.

L'intervento industriale ricade geograficamente nella sezione n°315050
dell'ortofotocarta in scala 1:10000 della Regione Marche, e risulta ubicata nella
porzione Sud-occidentale del territorio comunale di Fermo, ad una distanza di circa
3.5 chilometri, in direzione Ovest dalla frazione di Ponte D'Ete Caldarette.

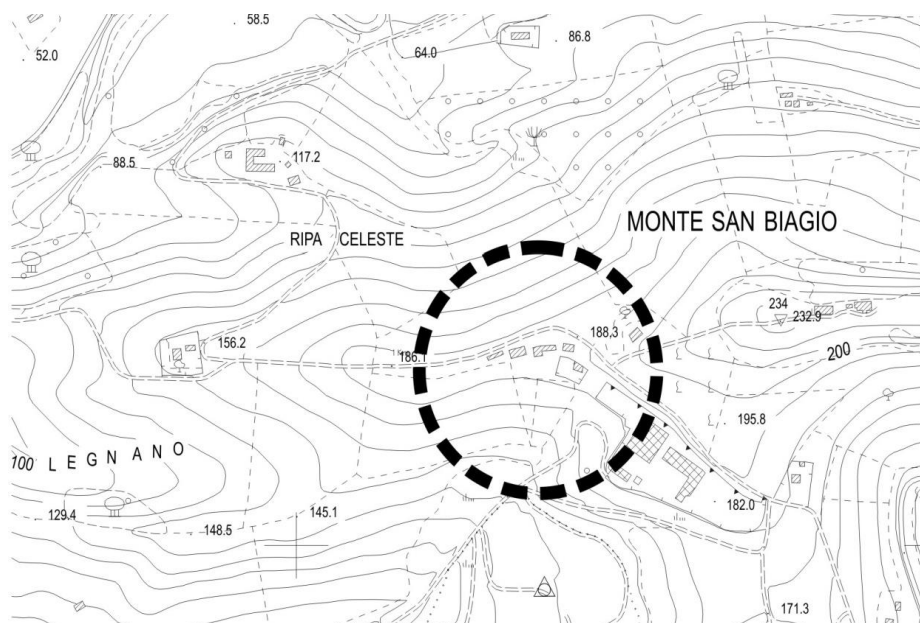


Figura 1: Ubicazione area in esame su base CTR 315050

A valle dell'area interessata è presente una discarica attualmente in uso.

Le precipitazioni medie annue risultano condizionate dall'altitudine, in quanto i massimi valori di piovosità si registrano nell'interno, in corrispondenza dei maggiori rilievi montuosi (media annua di circa 1255 mm oltre i 1000 m s.l.m.), mentre lungo la costa i valori risultano sensibilmente inferiori (minori ai 700 mm annui), per cui è plausibile ipotizzare che nell'area in esame i valori di piovosità possono essere stimati tra i 600 e gli 800 mm annui.



Morfologicamente l'area oggetto di studio ricade lungo il versante di destra idrografica del Fiume Ete Vivo, il cui alveo dista circa 1400 metri dalla porzione inferiore del corpo di discarica esistente. In particolare l'area in progetto, avente un'estensione complessiva di 31'274 mq compresa tra le quote topografiche 185 e 173 mt. sopra il livello medio del mare, incide sulla superficie sommitale di una stretta struttura collinare avente un'asse di allungamento disposto secondo la direzione NNE-SSW. L'area di intervento è di chiara genesi erosiva, avente una morfologia pressoché sub-pianeggiante nel tratto di monte che declivia dolcemente verso sud con una pendenza piuttosto omogenea di circa 15°. Scendendo ulteriormente verso valle, in direzione sud, oltre l'area di intervento, il profilo topografico si modifica tra le quote 150 e 120 mt. s.l.m., per effetto dell'azione dei mezzi meccanici che operano per il reperimento dei materiali necessari all'abbancamento della vicina discarica.

Lo studio geologico in dettaglio ha permesso di individuare diverse forme e processi morfologici dovuti a:

- azione della forza di gravità;
- azione delle acque correnti superficiali;
- azioni antropiche.

Lungo il versante e a valle di esso non si rinvencono forme morfologiche naturali particolarmente evidenti riconducibili a fenomeni gravitativi in atto, in quanto lo stesso digrada in maniera piuttosto regolare senza ondulazioni e/o avvallamenti particolari.

Lungo il versante oggetto di intervento si riscontrano esclusivamente dei modesti e sporadici fenomeni di soliflusso e/o di creep che sono da ricondurre ad una lenta "plasticizzazione" dei terreni più superficiali, associati talora, a lievi fenomeni di dissesto evidenziati dalla presenza di scarpate di modesta altezza neo-formazionali, unitamente a fratture di trazione di limitata lunghezza che si rinvencono nella porzione inferiore del versante. Tali fenomeni gravitativi sono quasi sicuramente da imputare allo scalzamento al piede ad opera degli sbancamenti che vengono realizzati alla base del versante stesso per l'approvvigionamento e talora deposito dei terreni di copertura dei rifiuti abbancati.



Per ciò che riguarda sempre la stabilità gravitativa dell'area infine, si può affermare che non si sono riscontrate lesioni da ascrivere all'azione della gravità, né sugli edifici esistenti all'interno dell'impianto, né sui fabbricati presenti nell'intorno dell'area, per cui l'area oggetto di intervento può essere ritenuta **dal punto di vista generale morfologicamente stabile.**

Nell'area l'elemento idrografico principale risulta essere il Fiume Ete Vivo mentre la rete idrografica superficiale minore che caratterizza la zona circostante l'impianto, risulta composta da un unico modesto fossetto, denominato fosso Catalini, che si origina proprio all'altezza della discarica e risulta pertanto caratterizzato da portate saltuarie ed effimere. Il rivolo, dopo un percorso di circa 1.5 chilometri, confluisce all'interno di un ulteriore fosso secondario affluente di destra del Fiume Ete Vivo. Altri elementi e/o forme morfologiche connesse alle acque superficiali, nell'area in esame possono essere classificati secondo i seguenti processi e forme:

- ruscellamento diffuso;
- erosione concentrata in alveo;
- orlo di scarpate di erosione fluviale o torrentizia.

Piuttosto limitati nell'area oggetto di intervento risultano i riporti e gli sbancamenti effettuati per urbanizzazioni e costruzioni di fabbricati e/o spiazzi, come pure modesta risulta essere la presenza, in prossimità delle abitazioni di muri, rilevati e/o strutture di sostegno in genere. In particolare un discreto spessore di materiali riporto si rinvencono nell'estrema porzione orientale dell'area dove è ubicata attualmente la tensostruttura, riporti questi derivanti dalle operazioni di sbancamento effettuate per la realizzazione del pianoro su cui sorge l'opera. Riporti più limitati invece si rinvencono nella porzione occidentale dell'area di intervento dove sono ubicati diversi fabbricati agricoli. Diverse quindi sono le scarpate antropiche presenti, coincidenti spesso con il bordo di valle dei terrapieni presenti, scarpate che comunque presentano delle altezze piuttosto modeste generalmente comprese tra 1 e 3 mt. raramente si evidenziano scarpate alte più di 3-4 mt.



3.2. GEOLOGIA

Geologicamente l'area in esame ricade nella porzione centro-orientale del Bacino Marchigiano Esterno (Bacino Periadriatico), unità questa compresa tra la Dorsale Marchigiana Esterna ed il litorale adriatico, caratterizzata da un rilievo principalmente collinare (con altezza medie inferiori ai 200 metri), digradante dolcemente verso il mare. Lungo la fascia collinare suddetta si rinvencono i depositi plio-pleistocenici di genesi marina, i quali, trasgressivi sui depositi torbiditici miocenici dei bacini minori umbro-marchigiani, risultano costituiti da una potente serie pelitica, pelitico arenacea e arenaceo-pelitica in cui sono intercalati, nella porzione sommitale, complessi prettamente arenacei e conglomeratici.

L'area risulta ubicata all'interno di un sistema macro-strutturale, di bacino di avanfossa, caratterizzato da diverse fasi compressive e distensive. In particolare l'evoluzione strutturale dell'area in questione è da mettere in relazione con la tettonica plio-pleistocenica. Infatti è emerso, da studi specifici, come la tettonica quaternaria, ed in particolare quella trasversale, risulti responsabile dell'attuale assetto morfostrutturale delle valli. Dopo la fase di sollevamento delle aree, iniziata nel Pleistocene inferiore, le faglie trasversali hanno controllato l'evoluzione dell'intero reticolo idrografico ed in particolare delle valli fluviali (Nanni ed altri, 1986). Le principali valli fluviali, impostatesi su linee tettoniche trasversali, possono considerarsi verosimilmente come valli di faglia (Coltorti & Nanni, 1986), come d'altronde l'andamento dei singoli elementi idrografici minori localmente possono essere stati condizionati dalla presenza di antiche linee di discontinuità (faglie). Dal punto di vista morfo-strutturale si è dedotto dalla campagna geognostica e dal rilevamento geologico di campagna, che l'andamento stratigrafico della formazione marina è caratterizzato tendenzialmente da un andamento leggermente immergente verso Est concordante con l'andamento della struttura sedimentaria, appartenente al fianco occidentale della Sinclinale Periadriatica.

I terreni che sono stati individuati nel corso del rilevamento di campagna e dei sondaggi geognostici eseguiti possono essere schematicamente descritti nel modo seguente, passando dai depositi più recenti ai depositi più antichi:

5. Depositi antropici (riporti) - si tratta di sedimenti eterogenei dovuti alla



deposizione di materiali di risulta di scavi e/o sbancamenti. Nell'area di intervento gli stessi si rinvencono esclusivamente nei piazzali antistanti sia i fabbricati colonici ubicati nel settore settentrionale dell'area, sia nella zona di valle della tensostruttura posta nella porzione orientale del lotto, mentre un cospicuo spessore di materiali di riporto si rinvencono a valle dell'area di intervento in cui vengono stoccati i materiali utilizzati per la copertura giornaliera della discarica.

6. Depositi detritico-colluviali (coltre) - costituiti prevalentemente da limi-argillosi e limi-sabbiosi. La composizione litologica di tali materiali come detto è dovuta a processi di alterazione e disgregazione con successiva risedimentazione dei terreni appartenenti al substrato. Proprio per la loro genesi i depositi presentano degli spessori prevalentemente crescenti da monte verso valle del pendio
7. Depositi pelitici (formazione marina del Pliocene Medio-Superiore) sedimenti costituiti da argille leggermente marnose di colore grigio-azzurro (nocciola se alterate), stratificate a livelli e veli sabbiosi gialli e/o grigio-azzurri. Trattasi di depositi sedimentati in ambiente da neritico ad epibatiale, i quali affiorano e/o risultano ubicati ad una profondità inferiore a 2.0 mt nella porzione sommitale del versante in cui è previsto l'intervento, mentre sono sormontati da uno spessore variabile di materiali continentali nella porzione medio-inferiore del pendio.

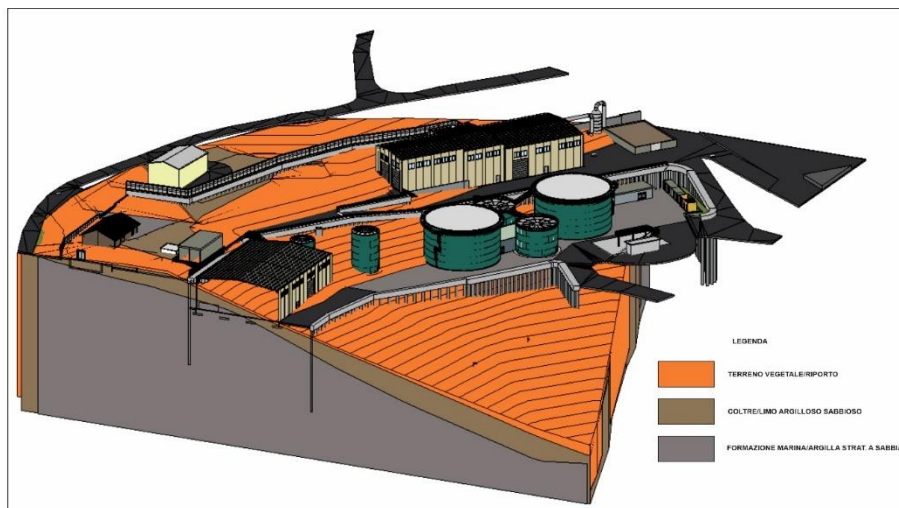


Figura 2: Modello geologico 3D con le opere in progetto

Attraverso lo studio dei sondaggi geognostici e delle prove penetrometriche realizzate nelle due campagne rispettivamente del 2019 (Moro-Basili) e del 2013 (Cutini) è stato possibile ricostruire il modello geologico 3D di tutta l'area in cui sorgerà l'impianto in progetto. I dati sono stati processati con software dedicati che hanno permesso un'analisi spaziale dei punti noti portando alla ricostruzione di un modello geologico 3D di tutta l'area in progetto.

Come si può osservare in figura 2, è presente uno spessore variabile di sedimenti di genesi continentale (coltre di copertura) prevalentemente crescente da monte verso valle. Tali depositi, di genesi detritico-colluviale, sono composti prevalentemente da sedimenti limoso-argillosi e/o argilloso-sabbiosi derivanti da processi di alterazione e degradazione avvenuti in ambiente subaereo, che hanno interessato i sedimenti marini più antichi retrostanti. Alla base dei terreni di genesi detritico-colluviale suddetti è posto un sub-strato marino plio-pleistocenico costituito superficialmente da argille sovraconsolidate leggermente marnose di colore avana-nocciola stratificate a rari livelli sabbiosi. La locale successione dei terreni presenti nell'area oggetto di intervento, può essere nel dettaglio quindi così schematizzata:

- a) LIMO ARGILLOSO SABBIOSO deposito detritico-colluviale (coltre)



b) ARGILLA stratificata a SABBIA formazione marina

Di seguito sono indicate le caratteristiche delle formazioni sopra indicate. Lo strato di tipo:

- a) LIMO-ARGILLOSO-SABBIOSO (deposito detritico-colluviale): litotipo costituito da sedimenti prevalentemente limoso sabbiosi e subordinatamente argillosi di colore avana nocciola. Materiale piuttosto omogeneo all'interno del quale è presente un quantitativo variabile di tracce organiche sparse e/o in noduli che conferiscono al deposito talora una colorazione più scura, unitamente a rari livelli caratterizzati da un alta percentuale di concrezioni carbonatiche, distribuite in corpi filamentosi e talora nodulari. Tendenzialmente nella porzione inferiore del deposito si registra una progressiva diminuzione sia del quantitativo di concrezioni carbonatiche che delle tracce organiche. Deposito piuttosto rimaneggiato dalla struttura caotica, di spessore piuttosto contenuto in quanto compreso tra 1.0 e 6.0 mt in gran parte dell'area di intervento, spessore che invece risulta progressivamente crescente sia verso il settore più a valle che verso la porzione più occidentale dell'area di intervento dove raggiunge la potenza massima rispettivamente di 13.0 (S2-2019) e 10.0 mt (S3-2019). Sedimento dal comportamento geotecnico di tipo coerente caratterizzato da proprietà geotecniche variabili e dipendenti dal contenuto naturale d'acqua del sedimento, così come quelle volumetriche dello stesso, con spiccata tendenza al rigonfiamento a seguito di assunzione idrica e conseguente ritiro per effetto di essiccazione e/o perdita di contenuto d'acqua in genere, soprattutto nella porzione superficiale dell'orizzonte dove lo stesso risulta soggetto alle variazioni esogene stagionali.
- b) ARGILLA stratificata a SABBIA: (Formazione marina plio-pleistocenica) litotipo costituito da un'alternanza stratificata con assetto sub-orizzontale di argille marnose talora limose, di colore nocciola-grigio e sabbie giallo-rossicce disposte in sottilissimi livelli e/o strati. Litotipo decompresso e variamente fessurato nella porzione più superficiale all'interno del quale si riscontra la presenza di numerosi giunti di alterazione variamente orientati



e/o sub-verticali, grado di alterazione che rende a luoghi piuttosto difficoltosa la distinzione con i sovrastanti materiali continentali. Nell'individuazione del limite stratigrafico quindi si potrebbero riscontrare delle interpretazioni leggermente differenti rispetto a quanto emerso in passato dagli studi pregressi realizzato nell'area da parte di differenti autori e reperiti nel presente lavoro. A profondità via via crescenti si registra comunque una progressiva diminuzione dello stato di alterazione del deposito e quindi un assetto stratigrafico sempre meno disturbato e quindi più visibile. Materiale piuttosto compatto, caratterizzato da una frattura di tipo concoide testimonianza della presenza di una componente marnosa. Sedimento complessivamente caratterizzato da una netta prevalenza della componente argillosa rispetto a quella sabbiosa, e quindi contraddistinto da un rapporto di stratificazione Argilla/Sabbia maggiore di 10/1, anche se talora, a varie altezze stratigrafiche, i livelli sabbiosi possono presentare degli spessori più significativi.

Per la determinazione delle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni presenti (granulometria, parametri di resistenza, limiti di consistenza, contenuto d'acqua, peso volume, ecc...) ci si avvalsi dei dati emersi nel corso delle seguenti prove sia in sito che di laboratorio effettuate nel corso dei precedenti studi ubicate come da planimetria allegata.

In particolare, nell'area, in occasione delle diverse indagini sono state realizzate: n.9 prove penetrometriche statiche (Cpt) e prove di laboratorio su un numero consistente di campioni indisturbati prelevati con campionatore tipo "Shelby" nel corso dei sondaggi realizzati, prove che hanno fornito dati in merito alla resistenza di picco e residua dei litotipi presenti (Taglio diretto CD, RS), la granulometria, il grado di plasticità ecc. (limiti di Atterberg, ecc.). I risultati ottenuti per le singole litologie sono di seguito descritte:

- a) LIMO ARGILLOSO SABBIOSO: deposito contraddistinto da un contenuto di acqua naturale variabile e da un comportamento reologico "coerente", composto prevalentemente da sedimenti ascrivibili ai limi e subordinatamente alle argille, inglobanti una discreta frazione sabbiosa.



Materiale mediamente compressibile ($E_d=60-110$) classificabile, secondo la carta di Casagrande, come argille di media e alta plasticità (CL-CH). Il grado di plasticità del deposito risulta fortemente condizionato dal contenuto d'acqua. I valori di resistenza a breve termine sono compresi tra un intervallo piuttosto ampio e da cui deriva una coesione non drenata caratteristica (C_{uk}) pari a 1.2 kg/cm², mentre si registra una coesione intercetta di picco (C') che va da 0.0 a 0.5 Kg/cm² ed un angolo di attrito compreso tra 22° e 25°. In condizioni residue si riscontra un annullamento della coesione (0.0 Kg/cm²) e una diminuzione dell'angolo di attrito che viene compreso tra 19° e 20°. Litotipo quindi dalle caratteristiche geotecniche discrete, comunque piuttosto variabili e dipendenti dal contenuto naturale d'acqua del sedimento, così come quelle volumetriche dello stesso, con spiccata tendenza al rigonfiamento a seguito di assunzione idrica e conseguente ritiro per effetto di essiccazione e/o perdita di contenuto d'acqua in genere.

- b) ARGILLA stratificata a SABBIA: litotipo composto da sedimenti prevalentemente coesivi (argille 57,75%, limo 40,43%) mediamente consolidati, stratificati a sottili livelli e/o veli sabbiosi (sabbia 1,72%) classificabile nel complesso, secondo Casagrande, nelle categorie delle argille di bassa e medio-alta plasticità (CL-CH). Materiale fortemente alterato e decompresso nella porzione superiore, grado di alterazione che diminuisce progressivamente all'aumentare della profondità, così come la componente sabbiosa che può essere quindi considerata, da un punto di vista geotecnico, trascurabile. Deposito piuttosto consistente ($I_c=1.29$) dalle buone qualità geomeccaniche contraddistinto da una coesione non drenata (C_u) compresa tra 2.2. e 2.8 Kg/cm² da cui deriva una coesione non drenata caratteristica (C_{uk}) pari a 2.4 kg/cm² e da una spiccata differenza tra i valori di resistenza di picco ($C' = 0.3-0.4$ Kg/cm², $\phi'=23-27^\circ$) e residui ($C'= 0.0$ Kg/cm², $\phi'=17-10^\circ$).

Nel dettaglio le proprietà fisiche e meccaniche dei singoli litotipi ottenute dalla elaborazione e correlazione dei dati sperimentali secondo le interpretazioni di Sanglerat, Terzaghi, D'Appollonia ed altri recenti autori delle prove penetrometriche,



unitamente ai numerosi altri ricavati da prove geotecniche di laboratorio sono state schematicamente riassunte e riportate nella seguente tabella:

PARAMETRI	U. M.	Litotipo "a"	Litotipo "b"
		Limo argillo sabbioso	Argilla strat. a sabbia
Classificazione (USCS-AGI)		CH-CL	CL
γ	(g/cm ³)	1,90	2,0
γ_{sat}	(g/cm ³)	2,00	2,10
γ_d	(g/cm ³)	1,6	1,7-1,8
γ'_k	(g/cm ³)	1,90	2,00
Wn	%	18-22	17.3-19.6
Wl	%	-	43,91
Wp	%	-	25,26
Ip		-	18,65
Ic		-	1,30
Il		-	-0,30
Cu	(Kg/cm ²)	0,9-1,8	2,2-2,8
Cu _k	(Kg/cm ²)	1,2	2,4
C'	(Kg/cm ²)	0,0-0,5	0,30-0,40
C' _k	(Kg/cm ²)	0,02	0,30-0,40
C' _R	(Kg/cm ²)	0	0
ϕ'	(°)	22-25°	23-27°
ϕ'_k	(°)	23°	23°
ϕ'_R	(°)	19-20°	17-10°
Ed	(Kg/cm ²)	60-110	120-250
v		0,35	0,45
α		0,4	0,3

γ = peso di volume del terreno;

γ_{sat} = peso di volume saturo;

γ_d = peso di volume secco;

Wn= contenuto d'acqua naturale;

Wp= limite plastico;

Wl= limite liquido;

Ip= indice plastico;

Ic= indice di consistenza;

Il= indice di liquidità;

Cu= coesione non drenata;



Ed= modulo di deformazione;

C'= coesione drenata di picco;

C'_R= coesione drenata residua;

φ'= angolo di attrito di picco;

φ'_R= angolo di attrito residuo;

γ'_k, Cu_k, C'_k, φ'_k= parametri caratteristici del terreno (DM18);

ν= coefficiente di Poisson;

α= coefficiente di adesione palo-terreno.

I parametri caratteristici sono stati determinati secondo la formula semplificata di Schneider: X_k X_{med}

$$X_k = X_{med} \left(1 + \frac{COV}{2} \right)$$

dove COV è il coefficiente di variazione e Schneider raccomanda i seguenti valori:
Angolo di attrito φ 10%; Coesione 40%; Modulo di comprimibilità 40%.

Come sarà specificato più avanti, nel paragrafo 3.6, nella modellazione si assumono cautelativamente i seguenti valori:

Terreno	γ [kg/m ³]	φ [°]	C' [kg/cm ²]
LIMO ARGILLOSO SABBIOSO	1900	23	0.007
ARGILLA STRATIFICATA A SABBIA	2000	24.26	0.32

In presenza di terrapieno di riempimento a tergo saranno impiegati i seguenti materiali:



Terreno	γ [kg/m ³]	ϕ [°]	C _i [kg/cm ²]
TERRENO TRATTATO A CALCE	1937	40	1
TERRENO PIAZZALE (MISTO CAVA)	1400	30	0

3.3. PECULIARITÀ SISMICA DEL SITO

La caratterizzazione sismica del sito è stata effettuata attraverso l'esecuzione di n.3 indagini geofisiche mediante il metodo di analisi spettrale delle onde di superficie (Rayleigh) con tecnica MASW che ha permesso di risalire alle velocità medie di propagazione delle onde di tagli Vs nei principali sismostrati individuati e quindi al valore del parametro VSeq, necessario per la definizione della categoria di suolo di fondazione (Nuove NTC -D.M. 17 gennaio 2018 s.m.i.).

L'indagine effettuata dalla ditta GE.CO, sempre all'interno della campagna di indagine del 2019, è stata realizzata, attraverso n°3 stese denominate in planimetria





MASW1, MASW2 e MASW3 ciascuna della lunghezza complessiva di 46 mt., in cui sono stati posizionati n. 24 geofoni da 4.5 Hz ad una distanza interfonica di 2.0 mt, posizionati all'interno dell'area progetto così come rappresentato nella figura 3.

Figura 3: Ubicazione n.3 MASW (Campagna 2019)

Tale indagine, scaturita da un'analisi comparativa su tutte le soluzioni disponibili, ha permesso di calcolare la velocità in $V_{s,eq}$:

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

con :

h_i spessore dell'i-esimo strato

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido con V_s non inferiore a 800 m/s.

Dall'indagine sono scaturite le seguenti velocità, calcolate a partire dall'attuale piano campagna.

Masw1 $V_{Seq} = 263$ m/sec.

Masw2 $V_{Seq} = 317$ m/sec.

Masw3 $V_{Seq} = 248$ m/sec

Alla luce dei risultati ottenuti, il suolo di fondazione in oggetto può essere assimilato, facendo riferimento alla normativa vigente (DM 17/01/18) ad una **"categoria di suolo di tipo C"** depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del



substrato superiori a 30 mt, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

3.4. DETERMINAZIONE DEGLI SPETTRI SISMICI SECONDO NTC 2018

Si riportano di seguito i parametri sismici da normativa, necessari per la determinazione dello spettro di progetto (accelerazione orizzontale massima al sito, valore massimo di amplificazione dello spettro, ecc.) in base alla categoria di suolo emersa (tipo C) e alla categoria topografica.

Le coordinate del sito (nel sistema di riferimento ED50) sono:

- Latitudine 43.122561° N;
- Longitudine 13.677160° E.

Categoria topografica T2, pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ (tabella 3.2.IV- Categorie topografiche NTC.2018, $S_t = 1,20$).

Per l'area industriale sono state eseguite le seguenti scelte:

- **Classe d'uso III** (di cui C_u di 1,5);
- **Vita nominale 2** per opere ordinarie (V_N 50 anni);
- **Periodo di riferimento** di 75 anni ($V_R = V_N \cdot C_u = 75$ anni).

I valori dei parametri prima descritti vengono inseriti nel programma "Spettri - NTC ver.1.0.3.xls" (fornito dal Cosndiglio Superiore dei Lavori Pubblici) ottenendo i parametri

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,063	2,437	0,290
SLD	75	0,080	2,429	0,304
SLV	712	0,211	2,463	0,330
SLC	1462	0,275	2,473	0,339

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. L'ANIDIS non potrà essere ritenuta responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.



riassunti nella tabella e diversificati per i vari stati limite di esercizio e gli stati limiti ultimi:

Tabella 1: Parametri di riferimento per gli spettri

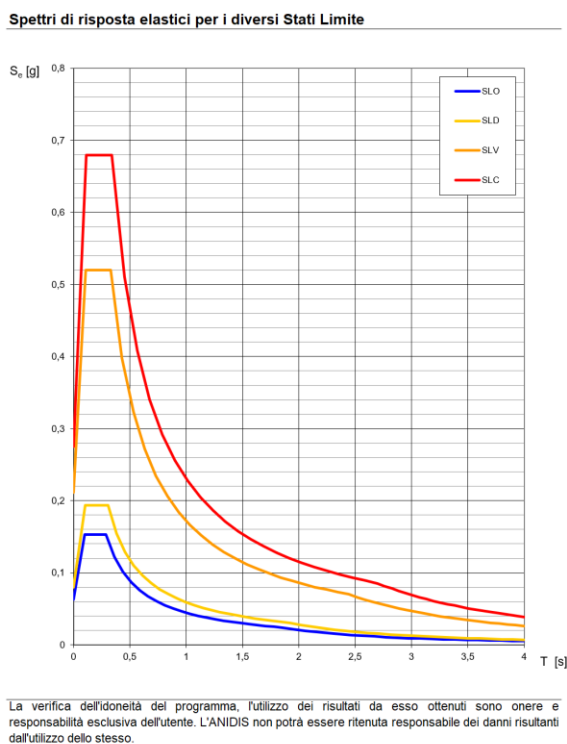


Figura 4: Diagrammi degli spettri elastici

Vengono inoltre riassunti nella tabella seguente tutti i parametri significativi per gli stati limite di esercizio e per gli stati limite ultimi:

	Stati limite di esercizio		Stati limit ultimi	
	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,50	1,50	1,39	1,29
Cc	1,58	1,56	1,51	1,50
St	1,20	1,20	1,20	1,10

Tabella 2: Coefficienti sismici

Ss: amplificazione stratigrafica

Cc: coefficiente funzione categoria;



St: amplificazione topografica

I parametri da utilizzare per le verifiche agli stati limi ultimi delle opere geotecniche e sistemi geotecnici è lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), in merito ai parametri da usare per gli stati limite di esercizio (SLD), vedi § 7.11.1 della NTC 2018 s.m.i..

3.5. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nella relazione sismica "Relazione Sismica - 23008-OW-C-21-RT-012-BA4-0" Redatta dal Geol. C. Ferla è riportato lo studio di Risposta Sismica Locale.

Lo studio di Risposta Sismica Locale, redatto ai sensi delle NTC2018, con lo scopo di approfondire le conoscenze del sito di edificazione, al fine di quantificare correttamente la risposta sismica. Tale approfondimento è previsto dalla NTC2018, in quanto il legislatore ha coscienza del fatto che la procedura semplificata tramite abachi nazionali non risulta, a volte, corretta, essendo stata creata tramite modelli che difficilmente riescono a riprodurre il comportamento dinamico dei terreni locali.

Lo studio, tramite modelli matematici, della Risposta Sismica Locale ha lo scopo della valutazione dell'azione sismica di progetto, intesa come la più probabile accelerazione sismica attesa in un punto (piano di fondazione delle opere in progetto) a seguito di una onda che si propaga nel sottosuolo che avendo origine in un ipocentro ed emerge in superficie come sovrapposizione di onde rifratte a causa dei diversi strati del terreno attraversati lungo il suo moto.

I modelli matematici sono del tipo monodimensionali (1D), considerando solo gli effetti amplificativi del moto sismico dovuti alla stratigrafia, in quanto si sono esclusi quelli derivanti da problematiche connesse alla liquefazione dei terreni (da non considerare dato l'assenza di una falda acquifera propriamente detta), quelli dovuti da morfologie sepolte (non rilevate nel corso delle indagini in situ eseguite) nonché quelli determinati dalla topografia (di cui si dovrà comunque tenere debitamente conto a parte in fase di calcolo strutturale).

Utilizzando i parametri prima definiti, utilizzati per definire lo spettro secondo la NTC2018, sono stati scelti 7 accelerogrammi registrati (come richiesto alla §7.11.3



NTC2018) per definire gli spettri agli stati SLO, SLD, SLV, con riferimento su suolo rigido (tipo A), con uno smorzamento pari al 5%.

Nelle figure che seguono per ciascun stato limite sono stati indicati lo spettro medio dei 7 accelerogrammi utilizzati come input (Input medio linea rossa), lo spettro medio degli output ottenuti dalle modellazioni numeriche (Output, linea nera continua) e i relativi spettri normalizzati (Spettro normalizzato), rappresentati con una linea blu continua gli spettri di calcolo per lo stato limite interessato ed amplificati del coefficiente S ($S=S_s \cdot S_t$).

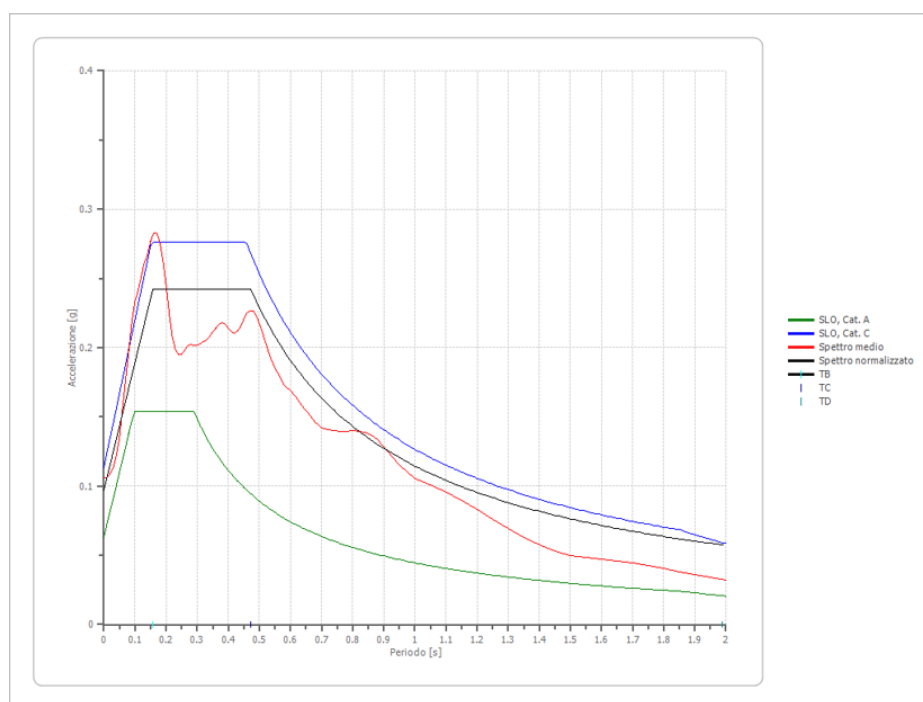


GRAFICO 2 SLO-Spettro normativa Spettro medio e spettro normalizzato

Ag [g]	F ₀	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0,097	2,502	0,472	0,157	0,472	1,988	0,097	0,242	1,538

Tabella riepilogativa parametri sismici da RSL per stato limite SLO-

Figura 5: Diagramma e parametri per definire lo spettro di risposta sismica locale allo stato limite di operatività (SLO)

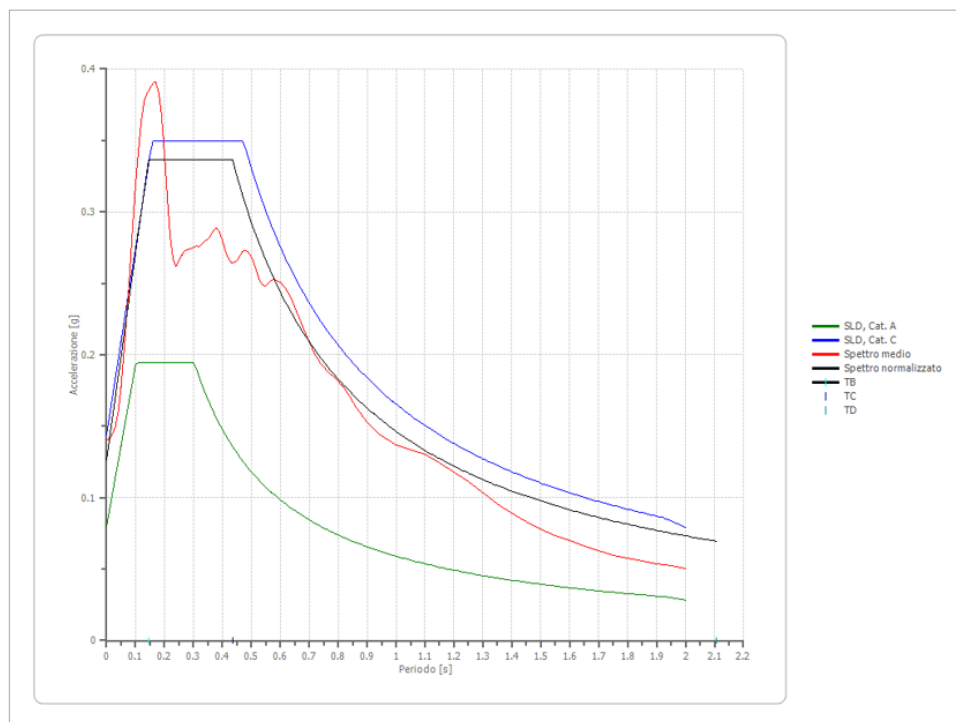


GRAFICO 2 SLD-Spettro normativa Spettro medio e spettro normalizzato

Ag [g]	F ₀	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0,126	2,658	0,435	0,145	0,435	2,106	0,126	0,336	1,581

Tabella riepilogativa parametri sismici da RSL per stato limite SLD-

Figura 6: Diagramma e parametri per definire lo spettro di risposta sismica locale allo stato limite di danno (SLD)

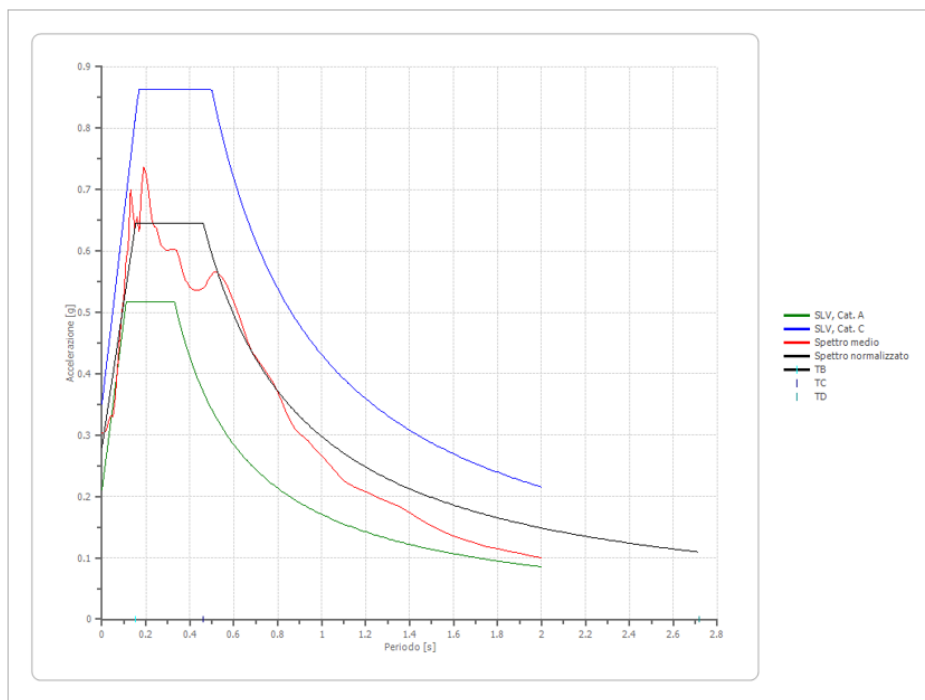


GRAFICO 2 SLV-Spettro normativa Spettro medio e spettro normalizzato

Ag [g]	F ₀	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.280	2.314	0.463	0.154	0.461	2.720	0.280	0.645	1.333

Tabella riepilogativa parametri sismici da RSL per stato limite SLV-

Figura 7: Diagramma e parametri per definire lo spettro di risposta sismica locale allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)



In merito all'azione sismica non si è fatto riferimento agli spettri della NTC2018, ma a quelli della analisi della risposta sismica locale. Il documento di riferimento della RSL è il file "2.1.3-23008-OW-C-21-RT-012-BA4-0-RELAZIONE SISMICA.pdf", di seguito sono riportati i valori per i vari spettri:

Spettro	RSL - SLV
T_R	712
ag0	0,280
F0	2,314
T^*_C	0,463
Vn	2
Classe d'uso	III
St	1,2
Ss	1,311

Spettro	RSL - SLD
T_R	75
ag0	0,126
F0	2,658
T^*_C	0,435
Vn	2
Classe d'uso	III
St	1,2
Ss	1,499

Spettro	RSL - SLO
T_R	45
ag0	0,097
F0	2,502
T^*_C	0,472
Vn	2
Classe d'uso	III
St	1,2
Ss	1,554

3.6. GEOTECNICA

Vista la stratigrafia espressa nella relazione geologica vengono di seguito riportati i parametri geotecnici caratteristici scelti per i vari strati di terreno:

Stratigrafia

LIMO ARGILLOSO SABBIOSO

Peso specifico	daN/cmc	0,0019
	kN/mc	18,63
Peso specifico saturo	daN/cmc	0,0020
	kN/mc	19,61
ϕ'	°	23
Coesione c'	daN/cm ²	0,07
	kN/m ²	6,86
Coesione non	daN/cm ²	1,20



drenata cu	kN/mq	117,68
Modulo edometrico Ed	daN/cm ²	85,00
	kN/mq	8335,78
Modulo elastico E	daN/cm ²	53,00
	kN/mq	5197,61
Poisson v		0,35

ARGILLA STRATIFICATA A SABBIA

Peso specifico	daN/cm ²	0,0020
	kN/mc	19,61
Peso specifico saturo	daN/cm ²	0,0021
	kN/mc	20,59
ϕ'	°	24.26
Coesione c'	daN/cm ²	0,32
	kN/mq	31,38
Coesione non drenata cu	daN/cm ²	2,20
	kN/mq	215,75
Modulo edometrico Ed	daN/cm ²	180,00
	kN/mq	17652,25
Modulo elastico E	daN/cm ²	47,50
	kN/mq	4658,23
Poisson v		0,45



Il rilevato è costituito da un terreno trattato a calce con i seguenti parametri:

TERRENO TRATTATO A CALCE

Peso specifico	daN/cmc	0,001937
	kN/mc	18,99
Peso specifico saturo	daN/cmc	0,002039
	kN/mc	19,99
ϕ'	°	23
Coesione c'	daN/cm ²	1,00
	kN/m ²	98,07
Coesione non drenata c_u	daN/cm ²	0
	kN/m ²	0
Modulo edometrico E_d	daN/cm ²	1716,00
	kN/m ²	168284,790
Modulo elastico E	daN/cmc	1275,00
	kN/mq	125036,770
Poisson ν		0,30

TERRENO PIAZZALE (MISTO CAVA)

Peso specifico	daN/cmc	0,0014
	kN/mc	13,73
Peso specifico saturo	daN/cmc	0,0015
	kN/mc	14,71
ϕ'	°	30



Coesione c'	daN/cm ²	0
	kN/m ²	0
Coesione non drenata cu	daN/cm ²	0
	kN/m ²	0
Modulo edometrico Ed	daN/cm ²	2060,00
	kN/m ²	202020,20
Modulo elastico E	daN/cm ²	1530,00
	kN/m ²	150044,13
Poisson v		0,30

Per le verifiche agli stati limiti ultimi il metodo utilizzato, in accordo con il §6.2.4.1 della NTC2018, è l'approccio 1 in cui si utilizzano due combinazioni di calcolo, una per le verifiche della struttura e l'altra per le verifiche geotecniche.

La prima combinazione, utilizzata per la verifica strutturale, ha un gruppo di fattori (A1+M1+R1); la seconda combinazione, utilizza per le verifiche geotecniche, ha un gruppo di fattori (A2+M2+R2).

I gruppi di coefficienti parziali A1, A2, sono relativi alle azioni, il gruppo di coefficienti per i parametri geotecnici sono M1, M2. Il gruppo dei coefficienti relativi alle resistenze sono R1, R2, R3. I coefficienti appartenenti a R1 sono unitari, quelli appartenenti a R2 sono maggiori o uguali all'unità ed in assenza di specifiche indicazioni vengono scelti dal progettista, i coefficienti appartenenti a R3 sono definiti nelle norme.

I coefficienti parziali delle azioni definiti al § 6.2.4.1.1 sono di seguito riportati



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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

I coefficienti dei parametri geotecnici definiti al §6.2.4.1.2 vengono qui sotto riportati

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

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

Inoltre, i valori dei coefficienti di combinazione Ψ_{ij} vengono scelti in accordo al §2.5.2.

Per le verifiche allo stato limite di esercizio si deve verificare che gli spostamenti attesi dell'opera di sostegno sono compatibili con i manufatti da sostenere, oltre le verifiche di resistenza degli elementi.

3.7. MODELLO DI CALCOLO DELLA PARATIA

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed



uno spostamento al cubo $[F/L3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno.

Nel nostro caso come pressione si adotta la differenza fra pressione passiva di valle e pressione attiva di monte e come spostamento convenzionale si adotta il valore 1.5 cm.

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

Le forze applicate alla paratia sono coerenti con la teoria classica della modellazione delle spinte del terreno. La trattazione della paratia segue le indicazioni della NTC2018 e s.m.i, diversificando l'analisi per la statica e la sismica. La forza sismica viene schematizzata tramite delle forze pseudo-statiche, cioè l'azione dinamica viene rappresentata da un'azione statica equivalente.

CONDIZIONE STATICA

Per la verifica della paratia si segue il §6.5.3.1.2 della NTC 2018. Le combinazioni dell'approccio 1 sono le seguenti:

Combinazione 1 (A1+M1+R1) – Struttura;

Combinazione 2 (A2+M2+R1) – Geotecnica;

i valori R1 sono unitari.

Per la verifica della stabilità globale la combinazione di riferimento è A2+M2+R2. Il valore di R2 assegnato è quello delle opere di materiali sciolti e fronti di scavo che è pari a 1.1, vedi il §6.8.2.

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si ricorda che i manufatti posti a monte



delle paratie hanno le fondazioni su pali (fondazioni indirette). Tale tipologia di fondazione permette di trasmettere i carichi negli strati profondi, quindi, le funzionalità del manufatto è poco influenzata dagli spostamenti delle paratie.

L'opera stradale, interna all'area industriale, interagisce con gli spostamenti dell'opera di sostegno, quindi, è quella sottoposta a maggiore considerazione di compatibilità di spostamenti per garantirne la funzionalità.

I carichi considerati per le paratie sono riportati nelle singole relazioni di calcolo a seguire viene restituita una tabella riassuntiva.

NOME PARATIA	CONDIZIONE DI CRICO	ASCISSA INIZIALE DELL'APPLICAZIONE DEL CARICO DISTRIBUITO [m]	ASCISSA FINALE DELL'APPLICAZIONE DEL CARICO DISTRIBUITO [m]	INTENSITA' INIZIALE DEL CARICO DISTRIBUITO [kg/m ²]	INTENSITA' FINALE DEL CARICO DISTRIBUITO [kg/m ²]
1	PERMANENTE NON STRUTTURALE EDIFICIO	5.15	21.75	2518	2518
2	VARIABILE PIAZZALE	12.30	18.00	600	600
3	PERMANENTE NON STRUTTURALE BIOFILTRO	0.00	14.50	300	300
	VARIABILE PIAZZALE	14.50	28.00	600	600
	VARIABILE BIOFILTRO	0.00	14.50	300	300
4	VARIABILE PIAZZALE	0.00	38.00	600	600
5	PERMANENTE NON STRUTTURALE EDIFICIO	8.80	35.80	1200	1200
	VARIABILE PIAZZALE	0.00	8.80	600	600
		35.80	37.00	600	600
6	VARIABILE PIAZZALE	0.00	32.00	600	600

In alcune paratie è stato considerato un carico permanente aggiuntivo simulato,



infatti nella modellazione abbiamo ipotizzato il piano di campagna a tergo:

- Paratie 2-3-5: nella modellazione l'estradosso del terrapieno è allineato con l'estradosso del cordolo, negli esecutivi, lo stesso, è più basso di 0.60 m.
- Paratie 1 -4-6: nella modellazione l'estradosso del terrapieno è a quote differenti, rispettivamente a 0.25- 0.55 e 0.55m, negli esecutivi, lo stesso, è più basso di 0.60 m.

Pertanto l'intensità del carico simulato varia a seconda dei casi, come è riportato in tabella sotto:

NOME PARATIA	CONDIZIONE DI CARICO	SPESSORE DELLO STATO DI TERRENO [m]	PESO SPECIFICO DEL TERRENO [kg/m ³]	INTENSITA' DEL CARICO [kg/m ²]
1	PERMANENTE	0.6-0.25= 0.35	LIMO = 1900	665
2	PERMANENTE	0.6	LIMO = 1900	1140
3	PERMANENTE	0.6	CAVA = 1400	840
4	PERMANENTE	0.6-0.55=0.05	CAVA = 1400	70
5	PERMANENTE	0.6	CAVA = 1400	840
6	PERMANENTE	0.6-0.55=0.05	CAVA = 1400	70

Si tratta di un carico non presente nell'analisi dei carichi e che pertanto costituisce un margine di sicurezza aggiuntivo.

CONDIZIONE SISMICA

Il calcolo degli stati limiti ultimi in condizione di sisma pone che i coefficienti delle azioni e dei parametri geotecnici vengono posti pari all'unità, §7.11.1. Inoltre, gli stati limite ultimi interessati sono lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), e lo stato limite di danno (SLD).

Il paragrafo interessato per il calcolo delle azioni sismiche sulle paratie è il §7.11.6.3. Le azioni sismiche sono schematizzate tramite delle forze pseudo-statiche. I coefficienti di spinta da utilizzare è solo quello orizzontale, in quanto la norma impone come accelerazione verticale pari a zero, $a_v=0$.

Il procedimento di determinazione k_h avviene utilizzando il valore dell'accelerazione di



picco, e del parametro di amplificazione stratigrafica S_s ottenuti dallo studio della risposta sismica locale (RSL). Il parametro di amplificazione topografica S_t è pari a 1.2 come già definito nel paragrafo precedente.

3.8. ANALISI DEI CARICHI

Sovraccarico sul piazzale, con riferimento alla tabella 3.1.II delle NTC 2018 e più precisamente alla categoria G si adotta un carico pari a 600 daN/m^2 considerando un 20% in più rispetto al carico suggerito dalla tabella. (500 daN /m^2).

Sovraccarico presente all'interno degli edifici posti a tergo delle paratie . Dall'esame delle attrezzature e dei macchinari presenti all'interno degli edifici è stato definito un valore medio pari a $Q=1200 \text{ daN /m}^2$.

Carichi accidentali (veicoli in svio):

Carico concentrato sulla paratia: veicolo in svio 923kg, Momento 1053 kgm.

Queste ultime sollecitazioni sono state ricavate dal momento di plasticizzazione del paletto della barriera di sicurezza (HE100A).

Si prevede l'impiego di una barriera tipo H3 BP 400 (IMEVA), costituita da paletti verticali posti ad interasse $IB=2.13\text{m}$; si veda la scheda tecnica IMEVA – Scheda tecnica barriera di sicurezza stradale H3BP400 – Rev. 0 18.01.19 riportata in allegato alla presente relazione.

Le azioni trasmesse dalla barriera sull'estradosso del cordolo sottostante (120×160), determinate in conseguenza della prova d'urto dal vero, sul singolo paletto, sono:

$$\text{MPU} = 30,0 \text{ kNm}$$

$$\text{TPU} = 30.0 \text{ kN}$$

Dette sollecitazioni sono relative ad un paletto, costituito da un profilo HE100A, e pertanto sono relative ad un tronco di barriera di lunghezza pari a 2.13m, che è l'interasse dei paletti della barriera stessa.



Il momento di plasticizzazione della sezione del paletto, d'altra parte, è pari a:

$$M_p = W_p \cdot f_{yk} \cdot 1.5 = 83010 \cdot 275 \cdot 1.5 = 34.24 \text{ kNm}$$

Con:

$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento dell'acciaio

$W_p = 83010 \text{ mm}^3$ il modulo di resistenza plastico della sezione del paletto (HE100A)

Risultando $M_p = 34.24 > M_{PU} = 30.0 \text{ kNm}$, ai fini delle verifiche si adotta il valore determinato con il momento di plasticizzazione della sezione del paletto.

Si considera pertanto il seguente set di azioni concentrate:

$$M'_{PU} = 34,24 \text{ kNm}$$

$$T'_{PU} = 30.0 \text{ kN}$$

Considerando una diffusione verticale delle azioni concentrate a 45° , la lunghezza del tronco di paratia collaborante risulta $L = 0.055 + 2 \cdot 1.60 = 3.25 \text{ m}$ e le azioni distribuite linearmente sulla testa del cordolo risultano:

$$m'_{PU} = 34,24 / 3.25 = 10.53 \text{ kNm}$$

$$t'_{PU} = 30.0 / 3.25 = 9.23 \text{ kN}$$

3.9. RICHIAMI TEORICI

Metodo di analisi

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.



Pertanto, il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (Centro di rotazione) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

Kam diagramma della spinta attiva agente da monte

Kav diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata

Kpm diagramma della spinta passiva agente da monte

Kpv diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad e \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità:

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su $\tan(\phi)$ e sulla coesione

Calcolo delle spinte



Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione r rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).



Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con Ss la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/2 dell'altezza della parete stessa (diagramma rettangolare).

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, Af l'area di armatura nel tirante ed Es il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L, area Af, inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico Es. La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno



La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) l'area equivalente della molla sarà $A_m=m*b$.

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma PAC). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della



pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (metodo di Riks).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti, la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre, dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo



L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare, il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.



Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, bi e ai sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia iesima rispetto all'orizzontale, Wi è il peso della striscia iesima e ci e fi sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre ui ed li rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia (li = bi/cosai).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava h.

Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato ed è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito f e la coesione c. Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_t = Q_p + Q_l - W_p$$

dove:

QT portanza totale del palo

QP portanza di base del palo

QL portanza per attrito laterale del palo

WP peso proprio del palo



e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_d = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Palo teso:

$$Q_d = \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p \left(cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} B\gamma N'_\gamma \right)$$

dove:

A_p è l'area portante efficace della punta del palo

c è la coesione

q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo

γ è il peso specifico del terreno

D è il diametro del palo



N^c N^q N^g sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_l = \int_S \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

dove:

c_a è l'adesione palo-terreno

δ è l'angolo di attrito palo-terreno

g è il peso specifico del terreno

z è la generica quota a partire dalla testa del palo

L è la lunghezza del palo

P è il perimetro del palo

K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

4. SOFTWARE

Il programma utilizzato per il calcolo è quello della Aztec Informatica s.r.l modulo delle paratia.



PAC 16.0

Analisi e Calcolo Paratie
vers. 16.02 D [64 bit]

Copia concessa in licenza d'uso a
OWAC ENGINEERING COMPANY SRL AIC01492Q

Chiudi

Copyright © 1994, 2024 Aztec Informatica s.r.l. - Tutti i diritti riservati

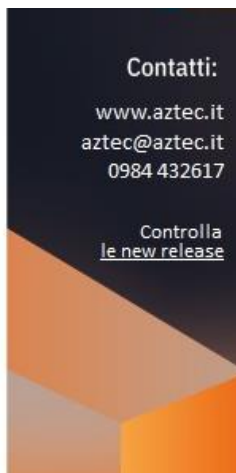


Figura 8: dati del programma di calcolo.

5. BREVI CENNI SULLA FASE REALIZZATIVA

Come prima fase si deve eseguire una rimozione della coltre vegetale.

Poi si eseguono le paratia di monte e poi gli scavi di sbancamento.

Per la zona in rilevato viene eseguito tamite la costipazione per strati di 50 cm del terreno trattato a calce, dopo aver raggiunto la quota di progetto e delle prove per determinare che i vari strati hanno le caratteristiche di progetto si possono eseguire i pali per la realizzazione della paratia di valle.

5.1. VERIFICA DELLE SEZIONI E CALCOLO ARMATURE

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N,M e T, si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setti):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

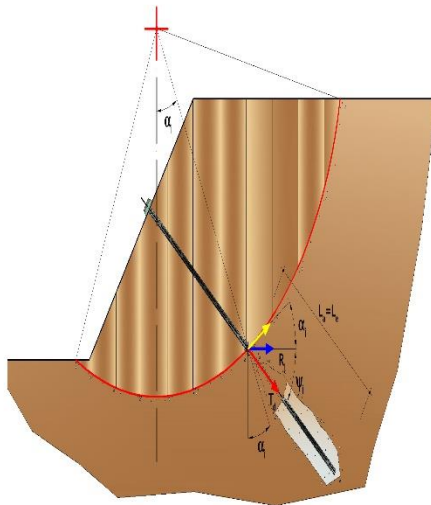
Dove M', M', T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).



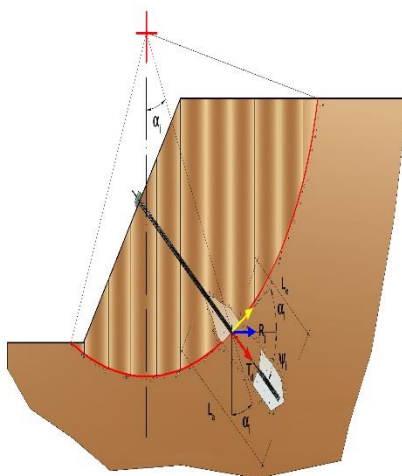
Nelle verifiche riportate nelle singole relazioni di calcolo $FS > 1$ indicherà che il superamento della verifica è da considerarsi soddisfatta.

5.2. CRITERI DI CALCOLO DELLA STABILITÀ GLOBALE DELLA PARATIA

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);



$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per *i chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;

Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;

i interasse;

L_e lunghezza efficace;

L_a lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l'i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell'i-esimo concio.