

REGIONE
PUGLIA



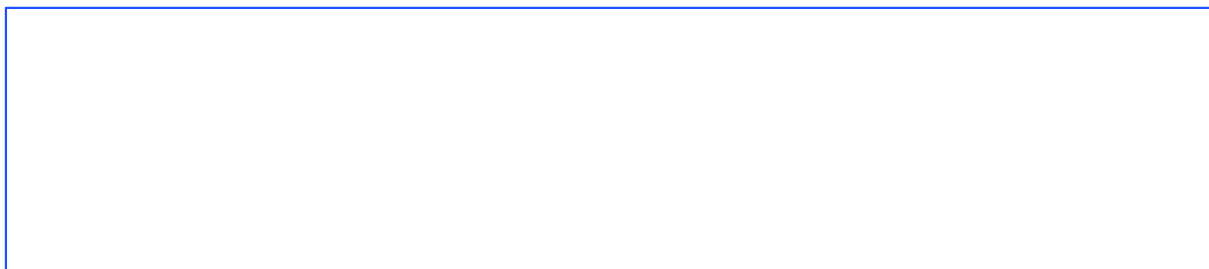
Comune
di Sant'Agata di Puglia



Comune
di Candela



Comune
di Deliceto



Committente:

RWE

RWE RENEWABLES ITALIA S.R.L.
via Andrea Doria, 41/G - 00192 Roma
P.IVA/C.F. 06400370968

Titolo del Progetto:

PARCO EOLICO "SERRA PALINO"

CODICE PRATICA
PDDIDD8

Documento:

PROGETTO DEFINITIVO

N° Documento:

PESPA-P14

Richiesta Autorizzazione Unica ai sensi del D. Lgs. 387 del 29/09/2003

ID PROGETTO:	PESPA	DISCIPLINA:	C	TIPOLOGIA:	RT	FORMATO:	A4
--------------	--------------	-------------	----------	------------	-----------	----------	-----------

Elaborato:

DISCIPLINARE DESCRITTIVO DEGLI ELEMENTI TECNICI

FOGLIO:	1 di 61	SCALA:	/	Nome file:	PESPA-P14-1
---------	----------------	--------	----------	------------	--------------------

Progettazione:



Hydro Engineering s.s.
di Damiano e Mariano Galbo

via Rossotti, 39
91011 Alcamo (TP) Italy

Progettisti:

(Ing. Mariano Galbo)



Rev:	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
0	Novembre 2019	PRIMA EMISSIONE	MG	MG	DG
1	Novembre 2021	MODIFICA POSIZIONI WTG	MG	MG	DG

1.	PREMESSA	3
2.	AEROGENERATORI	4
3.	SCAVI	7
4.	FONDAZIONI	9
4.1.	GENERALITÀ	9
4.2.	PALI DI FONDAZIONE	11
4.3.	CLASSIFICAZIONE DEL CALCESTRUZZO	11
4.3.1.	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	11
4.3.2.	CLASSI DI RESISTENZA	13
4.3.3.	CONSISTENZA	15
4.3.4.	SPECIFICHE PER LA PRODUZIONE DEL CALCESTRUZZO	17
4.3.5.	ACQUA D'IMPASTO	17
4.3.6.	CEMENTO	17
4.3.7.	AGGREGATI	18
4.3.8.	ADDITIVI	19
4.3.9.	COPRIFERRO E DIMENSIONE DEGLI INERTI	19
4.3.10.	COPRIFERRO MINIMO NECESSARIO PER L'ADERENZA DELLE ARMATURE	20
4.3.11.	COPRIFERRO MINIMO PER GARANTIRE LA DURABILITÀ	20
4.3.12.	DIMENSIONE MASSIMA DEGLI AGGREGATI	21
4.4.	MODALITÀ DI MESSA IN OPERA E DISARMO	22
4.5.	CALCESTRUZZO NON STRUTTURALE	22
4.6.	PRESCRIZIONI SULLE TIPOLOGIE DI ACCIAIO	22
4.7.	GIUNZIONI	23
4.8.	DIAMETRI AMMISSIBILI NEI MANDRINI PER BARRE PIEGATE	23
5.	STRADE DI ACCESSO E VIABILITÀ DI SERVIZIO	25
5.1.	GENERALITÀ	25
5.2.	MATERIALI PER RILEVATI E SOVRASTRUTTURE – BONIFICHE E SOTTOFONDI	29
5.2.1.	RILEVATI ARIDI E SOPRASTRUTTURE PER PIAZZOLE E STRADE	29
5.2.2.	SOVRASTRUTTURE PER PIAZZOLE E STRADE	30
5.2.3.	SISTEMAZIONE DEL PIANO DI POSA	31
5.2.4.	PAVIMENTAZIONE CON MATERIALE ARIDO	33
6.	OPERE DI INGEGNERIA AMBIENTALE	35
6.1.	GENERALITÀ	35
6.2.	SPECIFICHE TECNICHE DEGLI INTERVENTI	37
6.2.1.	OPERE CON FASCINATE	37
6.2.2.	PALIZZATE VIVE	39
6.2.3.	PALIFICATE VIVE	39
6.2.4.	PALIZZATE VIVE A FORMARE BRIGLIE	40
6.2.5.	VIMINATE	41
6.2.6.	CUNETTA VIVENTE	42
6.2.7.	CANALIZZAZIONI IN PIETRAMME E LEGNO	43
6.2.8.	IDROSEMINA E RIVESTIMENTI ANTIEROSIVI	44
7.	OPERE IDRAULICHE	50
8.	CAVIDOTTI	52
8.1.	GENERALITÀ	52
8.2.	SISTEMA DI POSA CAVI	56
8.3.	FIBRA OTTICA DI COLLEGAMENTO	57
8.4.	SISTEMA DI TERRA	58
9.	SOTTOSTAZIONE ELETTRICA PRODUTTORE	59

1. PREMESSA

Il presente documento si propone di fornire il disciplinare descrittivo e prestazionale con lo scopo di precisare i contenuti prestazionali tecnici degli elementi previsti nel progetto.

Il disciplinare contiene, inoltre, la descrizione delle caratteristiche, della forma e delle principali dimensioni dell'intervento, dei materiali e di componenti previsti nel progetto.

Gli elementi principali del progetto e le opere necessarie per la realizzazione del parco eolico sono le seguenti:

- aerogeneratori,
- fondazioni,
- piste e piazzole di montaggio temporanee,
- cavidotti,
- sottostazione Elettrica (SSE),
- impianto di terra.

2. AEROGENERATORI

L'aerogeneratore è una macchina che sfrutta l'energia cinetica posseduta del vento, per la produzione di energia elettrica, descritta nell'elaborato "Tipico aerogeneratore PESP A-P31-0".

Sul mercato esistono diverse tipologie di aerogeneratori, ad asse orizzontale e verticale, con rotore mono, bi o tripala, posto sopra o sottovento. Il tipo di aerogeneratore previsto per l'impianto in oggetto è un aerogeneratore ad asse orizzontale con rotore tripala e una potenza massima di 6000 KW, le cui caratteristiche principali sono di seguito riportate:

- **rotore tripala a passo variabile**, di diametro di massimo 155 m, posto sopravvento al sostegno, in resina epossidica rinforzata con fibra di vetro, con mozzo rigido in acciaio;
- **navicella in carpenteria metallica** con carenatura in vetroresina e lamiera, in cui sono collocati il generatore elettrico e le apparecchiature idrauliche ed elettriche di comando e controllo;
- **sostegno tubolare troncoconico in acciaio**, avente altezza fino all'asse del rotore al massimo pari a 122,50 m.

I tronchi di torre sono realizzati da lastre in acciaio laminate, saldate per formare una struttura tubolare troncoconica.

Si tratta di aerogeneratori di tipologia già impiegata estesamente in altri parchi italiani/UE, che consentono il miglior sfruttamento della risorsa vento e che presentano garanzie specifiche dal punto di vista della sicurezza (così come si dimostrerà in vari altri documenti: piano di produzione, studio di gittata etc.).

La turbina è equipaggiata, in accordo alle disposizioni dell'ENAC (Ente Nazionale per l'Aviazione Civile), con un sistema di segnalazione notturna per la segnalazione aerea.

La segnalazione notturna consiste nell'utilizzo di una luce rossa da installare sull'estradosso della navicella dell'aerogeneratore.

Le turbine di inizio e fine tratto avranno una segnalazione diurna consistente nella verniciatura della parte estrema della pala con tre bande di colore rosso ciascuna di 6 m per un totale di 18 m. La navicella è dotata di un sistema antincendio, che consiste di rilevatori di fumo e CO, i quali rivelano gli incendi e attivano un sistema di spegnimento ad acqua atomizzata ad alta pressione nel caso di incendi dei componenti meccanici e a gas inerte (azoto) nel caso di incendi dei componenti elettrici (cabine elettriche e trasformatore). In aggiunta a ciò, il rivestimento della navicella contiene materiali autoestinguenti. L'aerogeneratore è dotato di un completo sistema antifulmine, in grado di proteggere da danni diretti ed indiretti sia alla struttura (interna ed esterna) che alle persone. Il fulmine viene "catturato" per mezzo di un sistema di conduttori integrati nelle pale del rotore, disposti ogni 5 metri per tutta la lunghezza della pala. Da questi, la corrente del fulmine è incanalata attraverso un sistema di conduttori a bassa impedenza fino al sistema di messa a terra.

La corrente di un eventuale fulmine è scaricata dal rotore e dalla navicella alla torre tramite collettori ad anelli e scaricatori di sovratensioni. La corrente del fulmine è infine scaricata a terra tramite un dispersore di terra. I dispositivi antifulmine previsti sono conformi agli standard della più elevata classe di protezione (Classe I), secondo lo standard internazionale IEC 61024-1.

Generalmente, una moderna turbina eolica entra in funzione a velocità del vento di circa 3-5 m/s e raggiunge la sua potenza nominale a velocità di circa 10-14 m/s. A velocità del vento superiori, il sistema di controllo del passo inizia a funzionare in maniera da limitare la potenza della macchina e da prevenire sovraccarichi al generatore ed agli altri componenti elettromeccanici. A velocità di circa 22-25 m/s il sistema di controllo orienta le pale in maniera tale da mandare il stallo il rotore e da evitare forti sollecitazioni e danni meccanici e strutturali. L'obiettivo è quello di far funzionare il rotore con il massimo rendimento possibile con velocità del vento comprese tra quella di avviamento e quella nominale, di mantenere costante la potenza nominale all'albero di trasmissione quando la velocità del vento aumenta e di bloccare la macchina in caso di venti estremi. Il moderno sistema di controllo del passo degli aerogeneratori permette di ruotare singolarmente le pale intorno al loro asse principale; questo sistema, in combinazione con i generatori a velocità variabile, ha portato ad un significativo miglioramento del funzionamento e del rendimento degli aerogeneratori.

La frenatura è effettuata regolando l'inclinazione delle pale del rotore ad un angolo di 91°. Ciascuno dei tre dispositivi di regolazione dell'angolo delle pale del rotore è completamente indipendente. In caso di un guasto del sistema di alimentazione, i motori a corrente continua sono alimentati da accumulatori che ruotano con il rotore. L'impiego di motori a corrente continua permette, in caso di emergenza, la connessione in continua degli accumulatori, senza necessità di impiego di inverter. Ciò costituisce un importante fattore di sicurezza, se confrontato coi sistemi pitch, progettati in corrente alternata. La torsione di una sola pala è sufficiente per portare la turbina in un range di velocità nel quale la turbina non può subire danni. Ciò costituisce un triplice sistema ridondante di sicurezza. Nel caso in cui uno dei sistemi primari di sicurezza si guasti, si attiva un disco meccanico di frenatura che arresta il rotore congiuntamente al sistema di registrazione della pala. I sistemi frenanti sono progettati per una funzione "fail-safe"; ciò significa che, se un qualunque componente del sistema frenante non funziona correttamente o è guasto, immediatamente l'aerogeneratore si porta in condizioni di sicurezza.

Gli aerogeneratori hanno una vita utile di circa 30 anni, al termine dei quali è necessario provvedere al loro smantellamento ed eventualmente alla loro sostituzione con nuovi aerogeneratori. La fase di decommissioning avverrà con modalità analoghe a quanto descritto per la fase di installazione. Le componenti elettriche (trasformatore, quadri elettrici, ecc) verranno quindi smaltite, in accordo con la direttiva europea (WEEE - Waste of Electrical and Electronic Equipment); le parti in metallo (acciaio e rame) e in plastica rinforzata (GPR) potranno invece

essere riciclate.

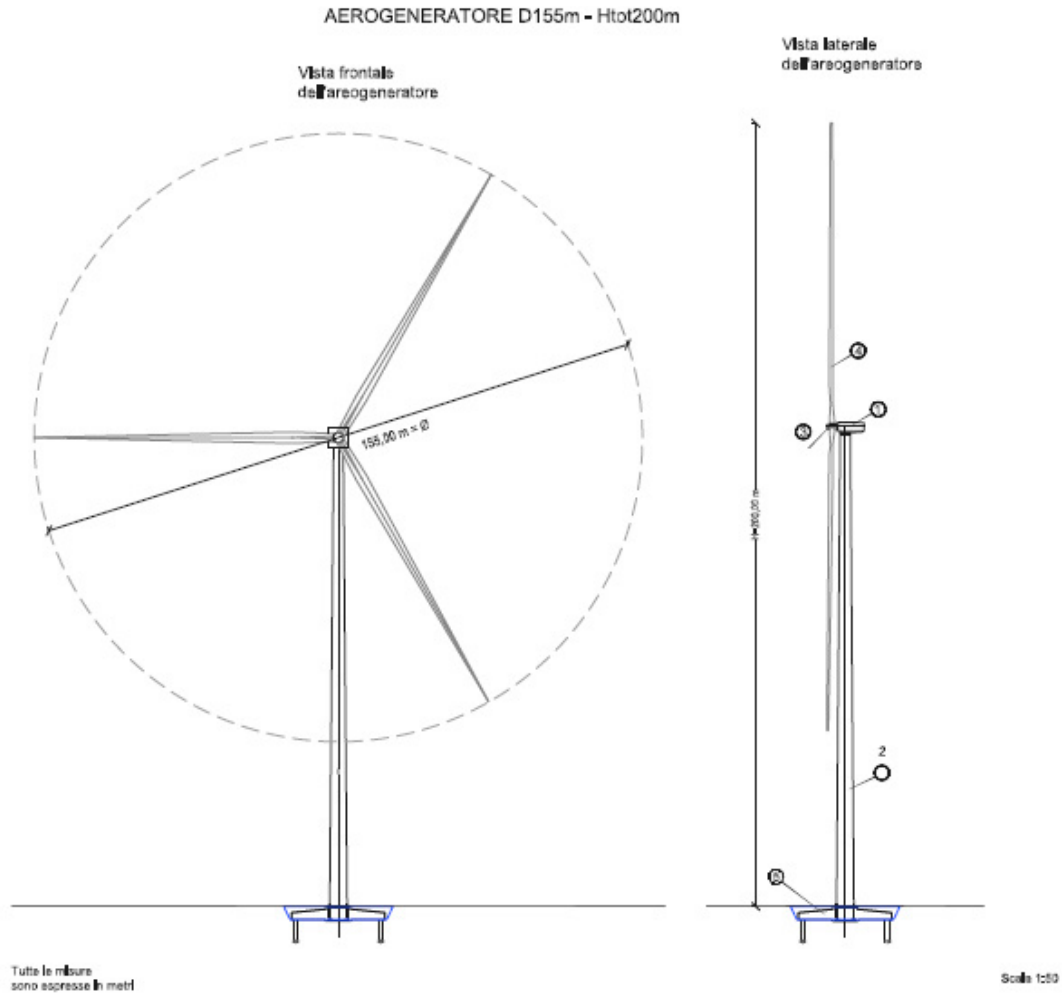


Fig.1 Schema tipo aerogeneratore con rotore di diametro 155,0 m e altezza mozzo di 122,5 m.

3. SCAVI

Per scavo di sbancamento si intende quello occorrente per lo spianamento del terreno su cui dovranno sorgere i manufatti, per la regolarizzazione dei versanti in frana, per l'asportazione di materiali in alveo ed in generale qualsiasi scavo a sezione aperta in vasta superficie che permetta l'impiego di normali mezzi meccanici o, ove sia possibile, l'allontanamento delle materie di scavo, sia pure con la formazione di rampe provvisorie, che saranno eseguite a carico dell'Impresa. Saranno pertanto considerati scavi di sbancamento anche quelli che si trovino al di sotto del piano di campagna quando gli scavi stessi rivestano i caratteri sopra accennati, come ad esempio la realizzazione del cassonetto al di sotto del piano di posa dei rilevati arginali o di quello stradale. Lo scavo andrà eseguito anche in presenza di acqua e i materiali scavati, se non diversamente indicato dall'Ufficio di Direzione Lavori, andranno trasportati a discarica o accumulati in aree indicate ancora dall'Ufficio di Direzione Lavori, per il successivo utilizzo. In quest'ultimo caso, sarà onere dell'Impresa provvedere a rendere il terreno scevro da qualunque materiale vegetale o, in genere, estraneo per l'utilizzo previsto.

L'Impresa eseguirà tutti gli scavi necessari alla realizzazione delle opere, sia a mano che a macchina, qualunque sia il tipo di materiale incontrato, tanto all'asciutto che in presenza d'acqua. Gli scavi saranno eseguiti in larghezza, lunghezza e profondità secondo quanto indicato nei disegni esecutivi o richiesto dalla Direzione Lavori.

Eventuali scavi eseguiti dall'Impresa per comodità di lavoro od altri motivi, senza autorizzazione scritta dall'Ufficio di Direzione Lavori, non saranno contabilizzati agli effetti del pagamento.

All'inizio dei lavori, l'Impresa dovrà provvedere, ove necessario, alla rimozione della vegetazione e degli apparati radicali ed al loro trasporto a rifiuto.

Gli scavi dovranno essere condotti in modo da non sconnettere e danneggiare il materiale d'imposta. L'Impresa prenderà inoltre tutte le precauzioni necessarie per evitare gli smottamenti delle pareti dello scavo, soprattutto in conseguenza di eventi meteorologici avversi e metterà in atto tutti gli accorgimenti necessari per evitare danni alle persone ed alle opere e sarà obbligata a provvedere a suo carico alla rimozione delle eventuali materie franate. In ogni caso l'Impresa sarà l'unica responsabile per i danni alle persone ed alle opere che possono derivare da cedimenti delle pareti di scavo.

La manutenzione degli scavi, lo sgombero dei materiali, eventualmente e per qualsiasi causa, caduti entro gli scavi stessi sarà a totale carico dell'Impresa indipendentemente dal tempo che trascorrerà fra l'apertura degli scavi ed il loro rinterro, che potrà essere effettuato solo dopo l'autorizzazione dell'Ufficio di Direzione Lavori e con le modalità da questa eventualmente prescritte in aggiunta od in variante a quanto indicato in queste specifiche.

Le materie provenienti dagli scavi, ritenute inutilizzabili dall'Ufficio di Direzione Lavori,

dovranno essere portate a rifiuto; tali materie non dovranno in ogni caso riuscire di danno ai lavori, alle proprietà pubbliche o private ed al libero sfogo e corso delle acque. Contravvenendo a queste disposizioni, l'Impresa dovrà a sue spese rimuovere e asportare le materie in questione.

Durante l'esecuzione dei lavori i mezzi impiegati per gli esaurimenti di acqua saranno tali da tenere a secco gli scavi.

Se l'Impresa non potesse far defluire l'acqua naturale, l'Ufficio di Direzione Lavori avrà la facoltà di ordinare, se lo riterrà opportuno, l'esecuzione degli scavi subacquei.

4. FONDAZIONI

4.1. GENERALITÀ

Il dimensionamento delle fondazioni sarà effettuato sulla base dei parametri geotecnici derivanti dalle prove in sito e di laboratorio su campioni indisturbati prelevati nel corso di appositi sondaggi in fase di progettazione esecutiva. L'analisi dei terreni e il predimensionamento delle fondazioni suggeriscono l'adozione di una fondazione su pali.

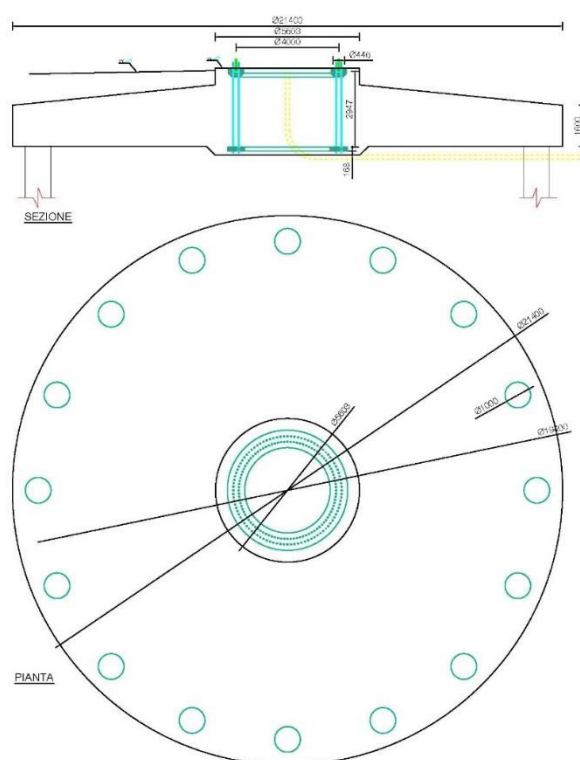


Fig. 2 - Tipologia della fondazione su pali prevista

Come risulta dal calcolo di pre-dimensionamento, la fondazione indiretta proposta sarà costituita da un plinto circolare, di diametro 21,40 m e spessore variabile su pali di adeguata lunghezza.

All'interno del plinto di fondazione sarà annegata una gabbia di ancoraggio metallica cilindrica dotata di una piastra superiore di ripartizione dei carichi ed una piastra inferiore di ancoraggio. Entrambe le piastre sono dotate di due serie concentriche di fori che consentiranno il passaggio di barre filettate ad alta resistenza di diametro 36 mm, che, tramite dadi, garantiscono il corretto

collegamento delle due piastre.

A tergo dei lati del manufatto dovrà essere realizzato uno strato di drenaggio dello spessore di 60 cm, munito di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione.

Nella fondazione, oltre al sistema di ancoraggio della torre, saranno posizionate le tubazioni passacavo in PVC corrugato, nonché gli idonei collegamenti alla rete di terra.

La fondazione sarà intestata su un terreno di sedime avente idonee caratteristiche geotecniche; essa avrà una superficie in pianta dell'ordine di 485,00 m², dove troveranno collocazione i dispersori di terra e le vie cavi interrati.

Per consentire il montaggio degli aerogeneratori dovrà predisporre lo scotico superficiale, la spianatura, il riporto di materiale vagliato e la compattazione di una superficie di forma trapezoidale avente lato maggiore 87,0 m lato minore 14,00 m ed altezza 41,0 m per complessivi 2070,5 mq.

A montaggio ultimato, l'area attorno alle macchine (piazzola aerogeneratore) sarà mantenuta piana e sgombra da piantumazioni allo scopo di consentire le operazioni di controllo e/o manutenzione delle macchine.

Le altre aree eccedenti la piazzola definitiva e quelle utilizzate temporaneamente per le attività di cantiere saranno ripristinate come ante operam, prevedendo il riporto di terreno vegetale per favorire la crescita di vegetazione spontanea.

Le fondazioni sono il contatto tra la torre eolica e il terreno. Il loro compito è quello di assicurare il sostegno alle sollecitazioni della torre sia in termini di forza di gravità che di momenti flettenti e o torcenti. Sono realizzate seguendo i riferimenti normativi.

Si farà, inoltre, riferimento alle seguenti normative:

- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018";
- Legge n. 1086 del 05.11.1971 "Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02.02.1974 – "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
 - o IEC 60400-1 "Wind Turbine safety and design";
 - o Guidelines for Design of Wind Turbines, DNV/Riso
 - o Eurocodice 2 "Design of concrete structures".
 - o Eurocodice 3 "Design of steel structures".
 - o Eurocodice 4 "Design of composite steel and concrete structures".
 - o Eurocodice 7 "Geotechnical design".

- Eurocodice 8 "Design of structures for earthquake resistance".

4.2. PALI DI FONDAZIONE

Come detto la fondazione indiretta proposta è costituita da un plinto circolare, di diametro 21,40 m e spessore variabile, calettato su pali trivellati di adeguata lunghezza.

I pali saranno realizzati in opera a mezzo di trivellazione del pozzo con o senza tubofirma e/o uso di fanghi bentonitici, a seconda della tipologia di terreni attraversati, e contemporanea asportazione del terreno di scavo. Una volta completato lo scavo del pozzo, viene calata la gabbia d'armatura in acciaio, costituita da barre di armatura longitudinali collegati da una spirale sempre in barra di acciaio, e, infine il palo viene completato col getto del calcestruzzo.

4.3. CLASSIFICAZIONE DEL CALCESTRUZZO

I dati fondamentali per identificare i calcestruzzi a prestazione, specificati nel seguito, comprendono:

- **classe di esposizione ambientale;**
- **classe di resistenza;**
- **classe di consistenza;**
- **acqua da impasto;**
- **tipo di cemento,**
- **tipo di aggregati e loro dimensione massima;**
- **additivi;**
- **valore nominale del copriferro.**

Dopo avere definito ciascuno degli elementi sopra riportati, si potrà procedere alla caratterizzazione prestazionale del calcestruzzo da impiegare per la costruzione delle strutture in cemento armato. Di seguito si procederà con l'analisi e la scelta di ciascuno di tali elementi caratteristici.

4.3.1. *Classi di esposizione ambientale*

In accordo con la normativa europea UNI EN 206-1 e con quella italiana UNI 11104, il livello di rischio per una determinata opera dipende dalle azioni chimico-fisiche alle quali si presume che potrà essere esposto il calcestruzzo durante il periodo di vita delle opere e che causa effetti che non possono essere classificati come dovuti a carichi o ad azioni indirette quali deformazioni

imprese, cedimenti e variazioni. A tal fine, le norme suddette suddividono gli ambienti in base alla tipologia del degrado atteso per le armature e per l'acciaio, individuando delle classi di esposizione ambientale. Ai fini di una corretta prescrizione del calcestruzzo, occorre, quindi, classificare l'ambiente nel quale ciascun elemento strutturale risulterà inserito.

A seconda delle condizioni ambientali, vengono individuate le classi e sottoclassi di esposizione ambientale del calcestruzzo, riportate nella tabella sottostante.

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali
1 - Nessun rischio di corrosione delle armature o di attacco al calcestruzzo		
X0	molto secco	Interni di edifici con umidità relativa molto bassa
2 - Corrosione delle armature indotta da carbonatazione del calcestruzzo		
XC1	Secco	Interni di edifici con umidità relativa bassa
XC2	bagnato, raramente secco	Parti di strutture di contenimento liquidi; fondazioni
XC3	umidità moderata	Interni di edifici con umidità da moderata ad alta; calcestruzzo all'esterno riparato dalla pioggia
XC4	Ciclicamente secco e bagnato	Superfici soggette a contatto con acqua non comprese nella classe XC2
3 - Corrosione indotta dai cloruri		
XD1	umidità moderata	Superfici esposte a spruzzi diretti d'acqua contenente cloruri
XD2	bagnato, raramente secco	Piscine; calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente secco e bagnato	Parti di ponti; pavimentazioni; parcheggi per auto
4 - Corrosione indotta dai cloruri dell'acqua di mare		
XS1	Esposizione alla salsedine marina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture sulla costa o in prossimità
XS2	Sommerse	Parti di strutture marine
XS3	nelle zone di maree, nelle zone soggette a spruzzi	Parti di strutture marine
5 - Attacco da cicli di gelo/disgelo		
XF1	grado moderato di saturazione, in assenza di agenti disgelanti	Superfici verticali esposte alla pioggia e al gelo
XF2	grado moderato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali di opere stradali esposte al gelo e ad agenti disgelanti nebulizzati nell'aria
XF3	grado elevato di saturazione, in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali esposti alla pioggia e al gelo
XF4	grado elevato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali e orizzontali esposte al gelo e a spruzzi d'acqua contenenti sali disgelanti
6 - Attacco chimico		
XA1	Aggressività debole	
XA2	Aggressività moderata	
XA3	Aggressività forte	

Tabella 1 - Classi di esposizione ambientale del calcestruzzo

Poiché la classificazione di tabella differisce da quella della Norma UNI 9858, si fornisce una correlazione tra le classi di esposizione ambientale dei due documenti e le caratteristiche del calcestruzzo ai fini della durabilità delle opere.

Ambiente d'esposizione (UNI 9858)	Classi di esposizione	
	UNI 9858	Linee Guida / prEN206
Secco/ molto secco ⁽⁰⁾	1	X0 ⁽⁰⁾
Umido senza gelo	2a	XC1 XC2
Umido con gelo	2b	XF1
Umido con gelo e sali disgelanti	3	XF2
Marino senza gelo	4a	XS1 XD2
Marino con gelo	4b ⁽¹⁾	XF3
Debolmente aggressivo	5a	XC3 XD1 XA1 ^(c)
Moderatamente aggressivo	5b	XA2 XC4
Fortemente aggressivo	5c	XD3 XS2 XS3 XF4 XA3

(0) L'ambiente della classe X0 è definito nelle Linee Guida come «molto secco».

Tabella 2 – Confronto UNI 9858 / Linee Guida EN206

Nel presente progetto, poiché si tratta di opere di fondazione si è considerata una classe di esposizione ambientale XC4 o 5b per il plinto ed una classe di esposizione XC2 o 2a per i pali.

Per ogni classe di esposizione ambientale, la normativa impone il rispetto di alcuni requisiti minimi (norma UNI 11140). Tali requisiti sono:

- classe di resistenza caratteristica a compressione minima;
- rapporto acqua/cemento;
- dosaggio minimo di cemento.

4.3.2. Classi di resistenza

La resistenza a compressione del calcestruzzo è espressa in termini di resistenza caratteristica, definita come quel valore di resistenza al di sotto del quale si può attendere di trovare il 5% della popolazione di tutte le misure di resistenza. La resistenza caratteristica cubica R_{ck} viene dedotta sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni effettuate su cubi di 150 mm di lato, per aggregati con diametro massimo fino a 32 mm, o di 200 mm di lato per aggregati con diametro massimo maggiore. La resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} viene dedotta sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni effettuate su cilindri di 150 mm di diametro e 300 mm di altezza. Per indicare la classe di resistenza si utilizza la simbologia Cxx/yy ove xx

individua il valore della resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} e γ_y il valore della resistenza caratteristica cubica R_{ck} , entrambi espressi in N/mm^2 ($1 N/mm^2 \approx 10 Kg/cm^2$).

Classe di resistenza	f_{ck} (N/mm^2)	R_{ck} (N/mm^2)	Categoria del calcestruzzo
C8/10	8	10	NON
C12/15	12	15	STRUTTURALE
C16/20	16	20	ORDINARIO
C20/25	20	25	
C25/30	25	30	
C30/37	30	37	
C35/45	35	45	
C40/50	40	50	
C45/55	45	55	

Tabella 3 - Classi di resistenza del calcestruzzo

Classe di esposizione ambientale	R_{ck} minima (N/mm^2)
XS2 XS3 XA3 XD3 XA3	45
XC3 XC4 XS1 XA1 XA2 XD1 XD2 XF1 XF3 XF4 XA1	37
XC2 XF2	30
XC1	25
X0	15

(1) Per ambiente molto secco (U.R. < 45%, classe di esposizione X0) è ammesso l'uso di calcestruzzo R_{ck} 20.

Tabella 4 - Caratteristiche del calcestruzzo (UNI EN 206)

Classe di esposizione ambientale	Rapporto a/c massimo
XS2 XS3 XA3 XD3 XA3 XF4	0.45
XC4 XS1 XF3 XA2	0.50
XC3 XA1 XD1 XD2 XF1 XF2 XA1	0.55
XC2	0.60
XC1	0.65
X0	-

Tabella 5 - Caratteristiche del calcestruzzo (UNI EN 206)

Le resistenze caratteristiche R_{ck} di tabella sono da considerarsi quelle minime in relazione agli usi indicati nella tabella. La definizione di una soglia minima per il dosaggio di cemento risponde all'esigenza di garantire in ogni caso una sufficiente quantità di pasta di cemento, condizione essenziale per ottenere un calcestruzzo indurito a struttura chiusa e poco permeabile. Nelle normali condizioni operative il rispetto dei valori di R_{ck} e a/c possono comportare dosaggi di cemento anche sensibilmente più elevati del valore minimo indicato.

Classe di esposizione ambientale	Contenuto minimo in cemento [Kg/m ³]
XC1	260
XC2 XC3	280
XC4 XS1 XD1 XD2 XF1 XF2 XA1	300
XD3 XS2 XF3 XA2	320
XS3 XF4	340
XA3	360

Tabella 6 - Contenuto minimo in cemento

In conseguenza di quanto detto sopra, per **garantire la stabilità e la durabilità dell'opere in oggetto, la loro realizzazione dovrà avvenire utilizzando le seguenti classi di resistenza, distinte in funzione dell'ubicazione:**

- **Pali di fondazione:** classe di resistenza **C25/30**
rapporto acqua/cemento minore o uguale a **0,60**
contenuto minimo di cemento **280 kg/m³**;
- **Plinto di fondazione:** classe di resistenza **C30/37**
(escluso colletto) rapporto acqua/cemento minore o uguale a **0,50**
contenuto minimo di cemento **300 kg/m³**;
- **Plinto di fondazione:** classe di resistenza **C45/55**
(colletto) rapporto acqua/cemento minore o uguale a **0,50**
contenuto minimo di cemento **300 kg/m³**.

4.3.3. **Consistenza**

La lavorabilità, indice delle proprietà e del comportamento del calcestruzzo nell'intervallo di tempo tra la produzione e la compattazione dell'impasto nella cassaforma, viene comunemente valutata attraverso la misura della consistenza.

La consistenza, come la lavorabilità, è il risultato di più proprietà reologiche: di conseguenza può

essere valutata solo in modo relativo, sulla base del comportamento dell'impasto fresco a determinate modalità di prova. Per la classificazione della consistenza del calcestruzzo si fa riferimento ai seguenti metodi:

- abbassamento del cono (UNI 9418);
- spandimento (UNI 8020 – metodo B).

I valori di riferimento per ciascun metodo di prova sono indicati nelle tabelle 7 e 8.

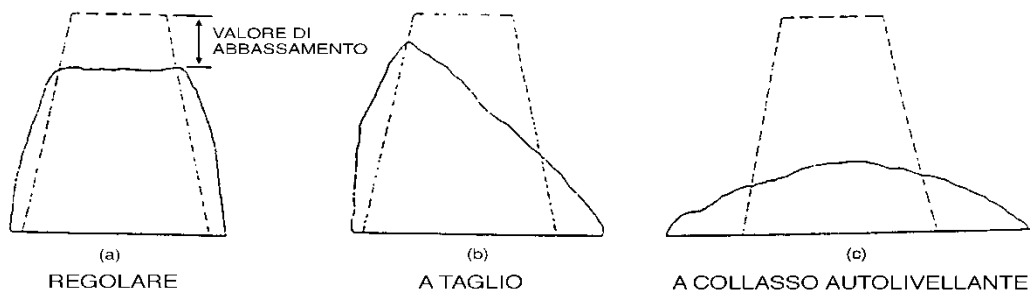
Classe di consistenza	Abbassamento mm	Denominazione corrente
S3	da 100 a 150	Semifluida
S4	da 160 a 210	Fluida
S5	> 210	Superfluida

Tab. 7 - Classi di consistenza - misura dell'abbassamento al cono

Classe di consistenza	Spandimento mm
FB3	da 420 a 480
FB4	da 490 a 550
FB5	da 560 a 620
FB6	≥ 630

Tab. 8 - Classi di consistenza - misura dello spandimento

Nella misura dell'abbassamento al cono si hanno tre principali forme di abbassamento:



La prima forma, con abbassamento uniforme senza alcuna rottura della massa, indica comportamento regolare. La seconda forma, con abbassamento asimmetrico (a taglio), spesso indica mancanza di coesione; essa tende a manifestarsi con miscele facili alla segregazione. In caso di persistenza, a prova ripetuta, il calcestruzzo è da ritenere non idoneo al getto.

La terza forma, con abbassamento generalizzato (collasso), indica miscele magre oppure molto umide o, nel caso di calcestruzzi autolivellanti, additivate con superfluidificanti.

Per miscele magre tendenti alla rigidità un abbassamento regolare facilmente si può tramutare in uno di tipo a taglio o a collasso. In tal caso ci si dovrà accertare del fenomeno, onde evitare che si indichino valori diversi di abbassamento per campioni della stessa miscela.

La classe di consistenza del calcestruzzo al momento della posa dovrà essere distinta in funzione dell'ubicazione secondo quanto appresso indicato:

- Pali di fondazione: classe di consistenza S4
 classe di spandimento F5
- Fondazione: classe di consistenza S5
 (escluso colletto) classe di spandimento F6
- Fondazione: classe di consistenza S4
 (colletto) classe di spandimento F5

4.3.4. Specifiche per la produzione del calcestruzzo

Come detto in precedenza, per poter garantire la durabilità delle opere in c.a. ed i livelli di sicurezza prefissati, è fondamentale la scelta accurata delle materie prime con cui realizzare il calcestruzzo, quali:

- acqua;
- cemento;
- aggregati;
- additivi.

4.3.5. Acqua d'impasto

L'acqua ha un ruolo fondamentale nella produzione del calcestruzzo, poiché una sua errata scelta o dosaggio può dare origine a fenomeni di ritardo o di accelerazione nel processo di presa e di indurimento, con un possibile conseguente degrado delle strutture. Al fine di evitare tali inconvenienti è necessario che l'acqua di impasto possieda i requisiti previsti dalla norma UNI EN 1008. Malgrado la normativa consenta l'uso di acque di riciclo, se ne sconsiglia l'uso poiché essa può contenere sostanze solide in sospensione che potrebbero compromettere la reologia del calcestruzzo.

4.3.6. Cemento

Per il confezionamento del calcestruzzo devono essere usati i cementi che posseggono marcatura CE e siano conformi alle prescrizioni definite dalla norma UNI EN 197-1. Tale norma individua 162 classi di cemento suddivisi per composizione e prestazione.

Nel caso di strutture massive, come nel caso in oggetto, al fine di ridurre i gradienti termici tra la superficie e l'interno della struttura, si devono usare cementi con ridotto sviluppo di calore.

Per tale motivo per il plinto si raccomanda l'uso di cemento provvisto di marcature CE di tipo "Low Heat" a basso sviluppo di calore (LH) conforme ai requisiti specificati al punto 7 e al punto 9.2.3 della UNI EN 197-1 di classe 32.5R.

Mentre per i pali si raccomanda l'uso di cemento CEM II/A-LL 42.5R o CEM II/A-S 42.5R nel caso il getto sia eseguito nei mesi invernali, CEM II/A o II/B-LL 32.5N o 32.5R nel caso il getto sia eseguito nei mesi estivi, oppure cemento pozzolanico alle ceneri volanti (CEM IV/A-V o IV/B-V) o d'altoforno (CEM III/A o CEM III/B). In ogni caso il cemento dovrà essere provvisto di marcatura CE e conforme alla norma UNI-EN 197-1.

4.3.7. *Aggregati*

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi riciclo, ottenuti da frantumazione di macerie provenienti dalla demolizione di edifici, di strutture in calcestruzzo armato o dagli scarti di produzione degli stabilimenti di calcestruzzo, conformi alla Norma Europea UNI EN 12620 e della UNI EN 8520-2 e, per gli aggregati leggeri, alla Norma Europea UNI EN 13055-1. I limiti per l'uso di aggregati di riciclo sono riportati nella tabella seguente:

Aggregati di riciclo provenienti da	Classe di resistenza del calcestruzzo	Percentuale massima di impiego
Demolizione di edifici	C8/10	Fino al 100%
Demolizione di solo calcestruzzo o c.a.	≤ C30/37	≤ 30%
	≤ C20/27	Fino al 60%

Tab. 9 - Classi di resistenza – Limiti d'uso

Il sistema di attestazione della conformità di tali aggregati, ai sensi del DPR n°246/93, della Direttiva 89/106/CEE e del D.M. 17/01/2018, è indicato nella seguente tabella:

Specifica tecnica Europea armonizzata di riferimento	Uso previsto	Sistema di attestazione di conformità
Aggregati per calcestruzzo UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1	Calcestruzzo strutturale	2+

Tab. 10 – Sistema di attestazione

Gli aggregati dovranno comunque presentare una massa volumica non inferiore a 2600 Kg/m³, al fine di evitare l'uso di materiale poroso che può compromettere la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo.

Nella realizzazione della malta cementizia dovranno essere usate:

- Sabbia viva con grani assortiti da 0 a 7 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materiale organico o di salsedine;
- Ghiaia, non friabile, priva di sostanze estranee, terra o salsedine. Se sporca, dovrà essere accuratamente lavata.

Gli aggregati usati dovranno, inoltre, essere non gelivi, cioè la capacità di assorbimento di acqua dovrà essere inferiore all'1% in peso, in modo tale da evitare eventuali fenomeni di congelamento interno alla struttura.

4.3.8. Additivi

Gli additivi per calcestruzzo sono classificati dalla norma UNI EN 934-2 in base all'azione che essi hanno sulle proprietà dell'impasto.

Nel caso in studio si dovrà ricorrere a:

1. additivi superfluidificanti provvisti di marcature CE conformi ai prospetti 3.1 ed 3.2 della norma UNI EN 934-2, nel caso in cui il getto sia effettuato nei mesi invernali;
2. additivo superfluidificante ritardante provvisto di marcatura CE conforme ai prospetti 11.1 ed 11.2 della norma UNI EN 934-2; nel caso in cui il getto sia realizzato nei mesi estivi.

Data la natura delle opere di fondazione, per le quali è complessa la vibratura del getto, e vista la notevole quantità di armatura metallica, si consiglia anche l'uso di:

1. additivo modificatore di viscosità, che consenta di ottenere impasti fluidi, tipo RHEOMATRIX o similari, dosato in misura di 0,5 – 1,5 l/mc.

4.3.9. Copriferro e dimensione degli inerti

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro il cui valore va misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina. Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + \Delta h$.

In accordo con il D.M. 17/01/2018, il valore minimo del copriferro dovrà essere scelto come il valore massimo tra:

- $c_{min,b}$ = copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature;
- $C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}$

essendo:

$$c_{min,dur} = \text{copriferro minimo necessario per la durabilità dell'opera;}$$

$\Delta C_{dur,\gamma}$ = valore aggiuntivo del copriferro legato alla sicurezza, in genere posto pari a zero;

$\Delta C_{dur,st}$ = riduzione del copriferro quando si usa acciaio inossidabile, in genere posto pari a zero;

$\Delta C_{dur,add}$ = riduzione del copriferro quando si ricorre a protezioni aggiuntive, in genere posto pari a zero;

- o 10 mm.

La tolleranza di posizionamento delle armature Δh , visto le particolari opere in esame, è stato assunto pari a 10 mm.

4.3.10. *Copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature*

Tale copriferro è quello necessario per garantire un corretto trasferimento degli sforzi tra l'armatura metallica ed il calcestruzzo ed è pari al diametro delle barre aumentato di 5 mm. Facendo riferimento all'armatura di base, costituita da ferri di diametro 32 mm:

$$c_{min,b} = \Phi + 5 = 32 + 5 = 37 \text{ mm}$$

4.3.11. *Copriferro minimo per garantire la durabilità*

L'Eurocodice 2 fornisce i valori minimi del copriferro in funzione del tipo di armatura, della classificazione strutturale e della classe di esposizione ambientale, come riportato nella tabella seguente, relativamente a c.a.o.

Classe strutturale	Classe di esposizione ambientale						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tab. 11 – Valori minimi del copriferro

L'Eurocodice 2 stabilisce che le opere con vita nominale minore o uguale a 50 anni, ricadono in classe S4. Per le opere per le quali è prevista una vita nominale maggiore ai 100 anni, quali le opere strategiche, la UNI EN 1992-1-1 raccomanda di aumentare di due valori la classe strutturale, considerando di fatto la classe S6. Quindi, per una classe di esposizione XC4, si ha un

valore di $c_{\min,dur} = 40$ mm.

In base alle considerazioni precedenti, il valore minimo del copriferro dovrà essere, quindi, posto pari al valore massimo tra i seguenti:

- $C_{\min,b} = 37$ mm;
- $C_{\min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} = 40$ mm
- 10 mm.

Si ricava, infine, il valore nominale del copriferro che dovrà essere, pari a:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta h = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

Il copriferro nominale così calcolato è specificato in tutte le tavole di progetto e nei documenti di calcolo.

4.3.12. Dimensione massima degli aggregati

La dimensione massima degli inerti è scelta in modo tale da soddisfare contemporaneamente le seguenti disequazioni:

- $D_{\max} \leq \frac{1}{4}^*$ sezione minima dell'elemento strutturale;
- $D_{\max} \leq \text{interferro} - 5$ mm;
- $D_{\max} \leq \text{copriferro nominale} * 1,3$.

Per quanto riguarda la sezione minima dell'elemento strutturale, essa è posta pari a 1,00 m. Per valutare l'interferro, si fa riferimento all'armatura radiale inferiore della fondazione in prossimità del colletto formata da $\phi 32$ posti ogni 7 cm: interferro pari a 3,8 cm..

Di conseguenza:

- $D_{\max} \leq \frac{1}{4}^*$ sezione minima dell'elemento strutturale = $\frac{1}{4}^* 1600 = 400$ mm;
- $D_{\max} \leq \text{interferro} - 5$ mm = $(30-5) - 5 = 30-5 = 25$ mm;
- $D_{\max} \leq \text{copriferro nominale} * 1,3 = 50 * 1,3 = 65$ mm.

Il soddisfacimento delle disequazioni sopra riportate ha come obiettivo quello di usare inerti che permettano:

- un corretto riempimento della cassaforma;
- al calcestruzzo di fluire attraverso l'armatura;
- garantire che parte del copriferro sia occupato dagli inerti più grossi.

Vista la notevole quantità di armatura metallica presente e vista la distanza molto piccola tra le barre d'armatura, soprattutto nella parte inferiore della fondazione, la dimensione massima degli inerti nella miscela cementizia non dovrà essere superiore a:

- 16 mm per la parte di fondazione in cui è presente lo strato superiore ed inferiore di armatura (per uno spessore di almeno 10 cm);

- 20 mm per il resto della fondazione.

4.4. MODALITÀ DI MESSA IN OPERA E DISARMO

I getti saranno opportunamente stipati e vibrati e la loro superficie verrà tenuta umida per almeno tre giorni. Sarà comunque vietata l'esecuzione di getti quando la temperatura esterna è minore di zero gradi.

Il disarmo delle casseforme, nelle costruzioni in cemento armato normale, nelle migliori condizioni atmosferiche, dovrà avvenire non prima di tre giorni.

4.5. CALCESTRUZZO NON STRUTTURALE

Al di sotto di tutte le opere di fondazione delle strutture in cemento armato, per livellare nel miglior modo possibile il piano di posa delle fondazioni, si dovrà eseguire un getto di calcestruzzo magro. Poiché tale calcestruzzo non ha nessuna funzione strutturale, si potrà eseguire il getto con un calcestruzzo di classe C20/25.

4.6. PRESCRIZIONI SULLE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

Nel presente progetto dovrà essere usato acciaio saldabile tipo B450C, qualificato secondo le Norme riportate in premessa. L'acciaio B450C dovrà essere caratterizzato dai seguenti valori nominali di tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

$f_{y,nom}$	450	N/mm ²
$f_{t,nom}$	540	N/mm ²

Tali tensioni sono poste a base dei calcoli. Inoltre, deve rispettare i requisiti riportati nella tabella seguente:

Caratteristiche		Requisiti
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$
$(f_t/f_y)_k$		$\geq 1,15$
		$\leq 1,35$
$(f_y/f_{y,nom})_k$		$\leq 1,25$
Allungamento		$\geq 7,5\%$

L'acciaio per cemento armato deve essere prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli,

reti e tralicci. Prima della fornitura in cantiere i singoli elementi possono essere saldati, presagomati o preassemblati sotto la vigilanza del Direttore dei Lavori o in centri di trasformazione.

Tutti gli acciai usati come ferri d'armatura per il calcestruzzo devono essere ad aderenza migliorata.

4.7. GIUNZIONI

La sovrapposizione dei ferri d'armatura dovrà essere pari almeno a quanto riportato nella seguente tabella:

LUNGHEZZA SOVRAPPOSIZIONE MINIMA (mm) CEMENTO C30/37 - ACCIAIO B450 C		
Diametro della barra	condizione favorevole	condizione sfavorevole
32	1550	2250
28	1400	1950
26	1300	1800
24	1200	1700
22	1100	1550
20	1000	1400

L'interferro nelle sovrapposizioni non dovrà essere superiore a 6 volte il diametro dei ferri usati. Inoltre, secondo quanto previsto dalla normativa vigente, le superfici delle singole barre d'armatura dovranno essere distanziate di almeno una volta il loro diametro e comunque poste ad una distanza non inferiore a 30 mm.

4.8. DIAMETRI AMMISSIBILI NEI MANDRINI PER BARRE PIEGATE

Il diametro minimo di piegatura di una barra deve essere conforme a quanto disposto dalla UNI EN 1992-1, così come riportato nelle seguenti tabelle:

Diametro della barra	Diametro minimo del mandrino
$\varnothing \leq 16 \text{ mm}$	4 \varnothing
$\varnothing \geq 16 \text{ mm}$	7 \varnothing

Diametro della barra	Diametro minimo del mandrino
32	224
28	196
26	182
24	168
22	154
20	140

5. STRADE DI ACCESSO E VIABILITÀ DI SERVIZIO

5.1. GENERALITÀ

Gli aerogeneratori PESPA 01, PESPA 02 e PESPA 03 sono ubicati nel Comune di Candela; essi sono raggiungibili dalla strada provinciale numero 104 in corrispondenza della strada comunale Giardino Ascoli Satriano, strada quest'ultima che sarà necessario allargare per consentire ai mezzi di trasporto di portare i componenti gli aerogeneratori.

Gli aerogeneratori PESPA04-PESPA05- PESPA 06 e PESPA 07 sono ubicati nel Comune di Sant'Agata di Puglia mentre il PESPA 03 nel Comune di Candela; essi sono raggiungibili dalla strada provinciale numero 119 e dalla strada comunale Candela Deliceto in diramazione della quale vi è l'ingresso alla zona del parco di che trattasi. L'aerogeneratore PESPA 08, ubicato nel Comune di Candela, è raggiungibile dalla strada provinciale numero 119, dalla strada comunale Candela Deliceto e dalla strada provinciale numero 102

Di seguito l'elenco delle strade sia esistenti che nuove.

NOME ASSE	Lunghezza asse (ml)	Lunghezza asse strada esistente (ml)	Lunghezza asse strada nuova (ml)
Asse di Accesso al sito	3425,00	3425,00	0,00
Asse Ingresso	2858,17	2858,17	0,00
Asse PESPA4	305,72	30,00	275,72
Asse PESPA6	728,91	45,00	683,91
Asse PESPA5	176,99	41,99	135,00
Asse PESPA7	205,97	35,97	170,00
Asse PESPA8	289,09	145,00	144,09
Asse PESPA3	796,67	165,00	631,67
Asse PESPA1	1246,64	590,00	656,64
Asse PESPA2	216,32	25,00	191,32
Totali	10.249,47	7.361,13	2.888,34

Tab.02- Tabella con individuazioni degli assi stradali e relative lunghezze

Come si rileva dalla tabella, all'interno del parco è presente una significativa rete di viabilità esistente. Essa sarà utilizzata per accedere ad ognuna delle piattaforme degli aerogeneratori, sia durante la fase di esecuzione delle opere che nella successiva manutenzione del parco eolico e

costituiranno peraltro spesso una utile viabilità aperta a tutti per la fruizione del territorio. Nella definizione del layout dell'impianto è stata sfruttata la viabilità esistente al fine di contenere gli interventi. In fase di esecuzione dei tracciati stradali sarà ottimizzato il deflusso delle acque.

Complessivamente gli assi stradali sommano a 10.249,47 m di cui 7.736,13 m, pari al 72,00 %, riguardano viabilità esistente e solamente 2.888,34 m pari al 28,00% riguardano nuove viabilità; dunque nel complesso per realizzare 48 MW circa di impianto occorrerà realizzare solamente 3 Km di nuove strade sterrate.

Le nuove strade sterrate, ove possibile, saranno realizzate in modo tale da interessare marginalmente i fondi agricoli; essi avranno lunghezze e pendenze delle livellette tali da seguire, per quanto possibile, la morfologia propria del terreno evitando eccessive opere di scavo o riporto.

Il rinnovo delle infrastrutture non è solo a vantaggio del parco eolico ma permette anche un migliore accesso a chi le utilizza per l'agricoltura e per la pastorizia, nonché per i mezzi antincendio, fondamentali in una zona arida ed a volte soggetta a incendi specie nel periodo estivo.

La progettazione della viabilità è stata condotta secondo le specifiche tecniche tipiche dei maggiori fornitori di aerogeneratori con dimensioni e pesi compatibili.

In particolare, le specifiche principali di carattere generale sono di seguito riportate:

VIABILITÀ	
Larghezza carreggiata per $R > R_{\min}$	5,00 m
Pendenza trasversale	2% a schiena d'asino
Raggio planimetrico minimo (R_{\min})	90 m
Allargamenti per $R < R_{\min}$	Caso per caso con simulazione mezzo
Pendenza max livelletta (rettifilo)	18%
Pendenza max livelletta (curva con $R < 120m$)	10%
Pendenza livelletta con traino	>18%
Raccordo verticale minimo convesso	500 m
Raccordo verticale minimo concavo	500 m
Pendenza max livelletta per stazionamento camion	10%
Carico max assiale sul piano stradale (t)	19,4t/asse
PIAZZOLE	
Dimensioni standard per piazzola intermedia	Vedi figura allegata

Piazzola ausiliari per il montaggio del braccio gru straliciata	Vedi figura allegata
Pendenze max longitudinali e trasversali	0,20 %

Tab.3-Specifiche principali di viabilità e piazzole

La sezione stradale, con larghezza di 5,00 m più due banchine laterali di 0,5 m, sarà realizzata in massiciata composta da uno strato di fondazione in misto calcareo di 40 cm, eventualmente steso su geotessile disteso alla base del cassonetto stradale a diretto contatto con il terreno, allo scopo di limitare al massimo le deformazioni e i cedimenti localizzati; superiormente sarà previsto uno strato di finitura/usura in misto stabilizzato, dello spessore di 20 cm. Si riportano di seguito le sezioni tipo adottate sia per la viabilità che per le piazzole.

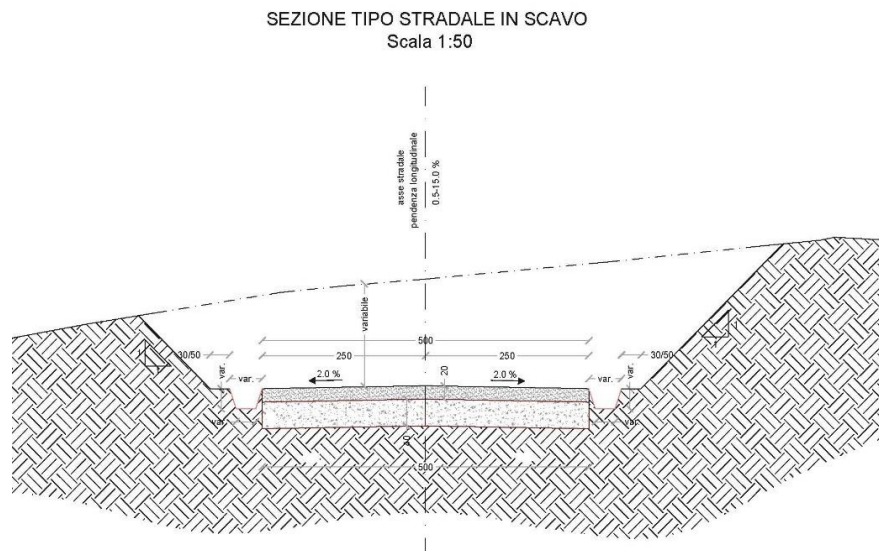


Figura 3: Sezione tipo di strada in scavo

SEZIONE TIPO STRADALE A MEZZA COSTA
Scala 1:50

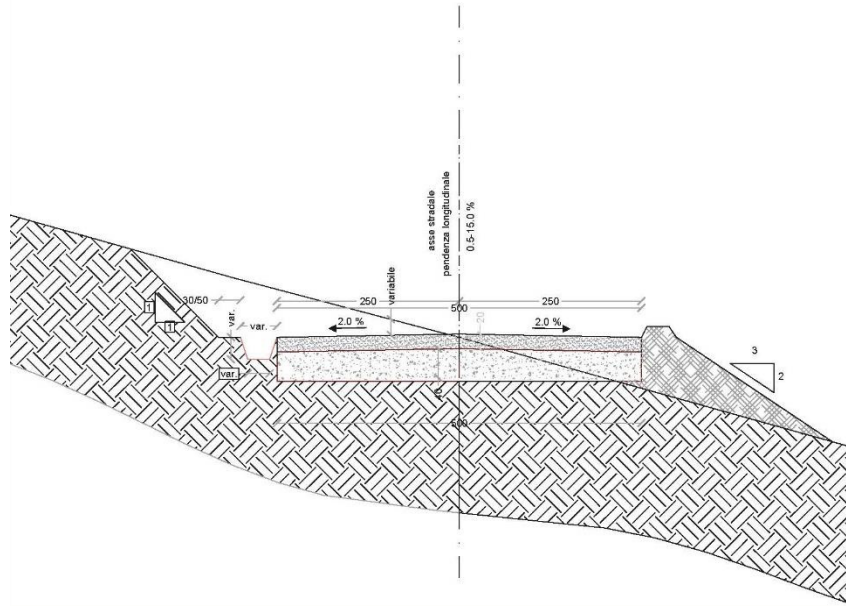


Figura 4: Sezione tipo di strada a mezzacosta

SEZIONE TIPO STRADALE IN RILEVATO
Scala 1:50

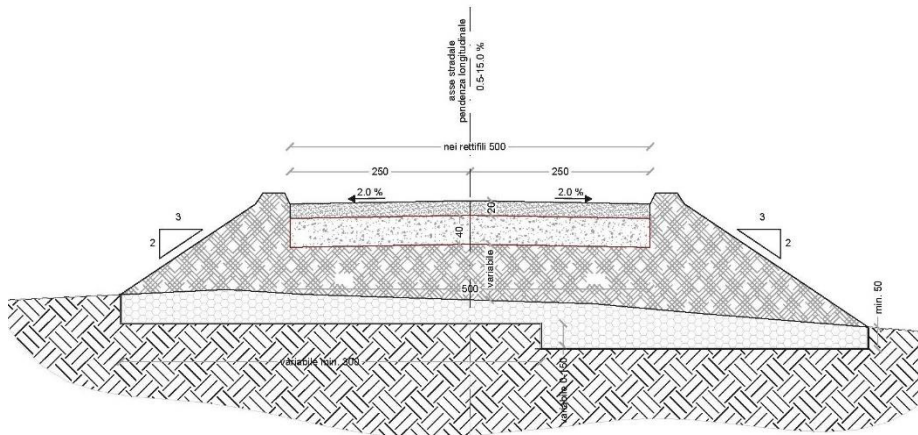


Figura 5: Sezione tipo di strada in rilevato

LEGENDA	
	Misto granulometrico con materiale classificato come "A1" Secondo - UNI CNR 10006:2002
	Strato di fondazione con materiale classificato come "A1" Secondo - UNI CNR 10006:2002
	Rilevato con materiale appartenente alla classe A1
	Eventuale bonifica di spessore cm. 50 se il terreno sottostante è di buone caratteristiche; di spessore cm. 100 se il terreno è di caratteristiche scadenti; la bonifica sarà fatta con materiale calcareo pulito di pezzatura variabile da 5 a 10 cm.
	Riempimento terre rinforzate con materiale calcareo pulito proveniente da cava classificato come "A1" secondo- UNI CNR 1006:2002 di pezzatura da 0 a 3 cm
	Terreno naturale

Nel rispetto delle pendenze e dei raggi di curvatura di progetto, la nuova viabilità è stata tracciata ponendo per quanto possibile le livellette sul profilo del terreno, al fine di minimizzare scavi e rinterrati.

5.2. MATERIALI PER RILEVATI E SOVRASTRUTTURE – BONIFICHE E SOTTOFONDI

Di seguito si riportano le caratteristiche principali dei materiali necessari per la costruzione di strade e piazzole.

5.2.1. *Rilevati aridi e soprastrutture per piazzole e strade*

L'esecuzione dei corpi di rilevato e delle soprastrutture (ossatura di sottofondo) per strade e per le piazzole di alloggiamento degli aerogeneratori deve avvenire coerentemente ai disegni ed alle prescrizioni di progetto.

È richiesta particolare attenzione nella preliminare "gradonatura" dei piani di posa, nella profilatura esterna dei rilevati e nella conformazione planimetrica delle soprastrutture, specie nelle piazzole.

Ove queste ultime si posano su sottofondo ottenuto mediante scavo di sbancamento, allorché la compattazione del terreno in sito non raggiunge il valore prefissato si deve provvedere alla bonifica del sottofondo stesso mediante sostituzione di materiale, come previsto al successivo punto "*Bonifica dei piani di posa*".

I materiali da utilizzare per la formazione dei rilevati delle strade e, o delle piazzole dovranno appartenere alle categorie A1, A2.1, A2.2, A2.3, A2.4, A2.5, A3 secondo la classificazione della norma UNI CNR 10006:2002.

L'esecuzione del rilevato può iniziare solo quando il terreno in sito risulta scoticato, gradonato e costipato con uso di rullo compressore adatto alle caratteristiche del terreno; il costipamento può ritenersi sufficiente quando viene raggiunto il valore di capacità portante corrispondente ad un Modulo di deformazione "Md" di almeno 30 N/mm², da determinarsi mediante prove di carico su piastra, con le modalità riportate nel seguito, e con frequenza di una prova ogni 500 m² di area trattata o frazione di essa.

5.2.2. Sovrastrutture per piazzole e strade

Per la formazione della sovrastruttura per piazzole e strade si deve utilizzare esclusivamente il misto granulare di cava classificato A1 secondo la classificazione della norma UNI CNR 10006:2002.

L'esecuzione della sovrastruttura può avvenire solo quando il relativo piano di posa risulta regolarizzato, privo di qualsiasi materiale estraneo, costipato fino ai previsti valori di capacità portante (pari ad un "Md" di almeno 30 N/mm² per piani di sbancamento o bonifica, e pari ad un "Md" di almeno 80 N/mm² per piani ottenuti con rilevato) da determinarsi mediante prove di carico su piastra con la frequenza sopra definita.

Sia nell'esecuzione dei rilevati che delle sovrastrutture il materiale deve essere steso a strati di 20-25 cm di spessore, secondo quanto stabilito nei disegni di progetto, compattati, fino al raggiungimento del 95% della densità AASHO modificata, inclusi tutti i magisteri per portare il materiale all'umidità ottimale, tenendo presente che l'ultimo strato costipato deve consentire il deflusso delle acque meteoriche verso le zone di compluvio e deve essere rifilato secondo progetto.

Il costipamento di ogni strato di materiale deve essere eseguito con adeguato rullo compressore previo eventuale innaffiamento o ventilazione fino all'ottimo di umidità.

Il corpo di materiale può dirsi costipato al raggiungimento del 95% della densità AASHO modificata e comunque quando ai vari livelli viene raggiunto il valore di "Md" pari almeno a quello richiesto, da determinarsi mediante prova di carico su piastra con le modalità di seguito descritte.

Per l'eventuale primo strato della sovrastruttura è richiesto un Md di almeno 80 N/mm² mentre per lo strato finale della sovrastruttura è richiesto un Md di almeno 100 N/mm².

Il controllo delle compattazioni in genere viene eseguito su ogni strato, mediante una prova di carico su piastra ogni 500 m² di area trattata o frazione di essa, e comunque con almeno n. 4 prove per strato di materiale.

A costipamento avvenuto, se i controlli risultano favorevoli, si dà luogo a procedere allo stendimento ed alla compattazione dello strato successivo.

5.2.3. Sistemazione del piano di posa

Il piano di posa è costituito dall'intera area di appoggio dell'opera in terra ed è rappresentato da un piano ideale al disotto del piano di campagna ad una quota non inferiore a cm 30, che viene raggiunto mediante un opportuno scavo di sbancamento che allontani tutto il terreno vegetale superficiale; lo spessore dello sbancamento dipenderà dalla natura e consistenza dell'ammasso che dovrà rappresentare il sito d'impianto dell'opera.

Qualora, al disotto della coltre vegetale, si rinvenga un ammasso costituito da terreni A1, A3, A2 (secondo la classificazione C.N.R.) sarà sufficiente eseguire la semplice compattazione del piano di posa così che il peso del secco in sito (massa volumica apparente secca nelle unità S.I.) risulti pari al 90% del valore massimo ottenuto in laboratorio nella prova A.A.S.H.T.O. Mod. su un campione del terreno.

Per raggiungere tale grado di addensamento si potrà intervenire, prima dell'operazione di compattazione, modificando l'umidità in sito per modo che questa risulti prossima al valore ottimo rilevabile dalla prova A.A.S.H.T.O. Mod.

Se, invece, tolto il terreno superficiale (50 cm di spessore minimo) l'ammasso risulta costituito da terreni dei gruppi A4, A5, A6, A7 sarà opportuno svolgere una attenta indagine che consenta di proporre la soluzione più idonea alla luce delle risultanze dei rilevamenti geognostici che occorrerà estendere in profondità.

I provvedimenti da prendere possono risultare i seguenti:

- approfondimento dello scavo di sbancamento, fino a profondità non superiori a 1,50 - 2,00 m dal piano di campagna e sostituzione del terreno in sito con materiale granulare A1 (Ala od Alb), A3 od A2, sistemato a strati e compattato così che il peso secco di volume risulti non inferiore al 90% del valore massimo della prova A.A.S.H.T.O. Mod. di laboratorio; si renderà necessario compattare anche il fondo dello scavo mediante rulli a piedi di montone;
- approfondimento dello scavo come sopra indicato completato, dove sono da temere risalite di acque di falda per capillarità, da drenaggi longitudinali con canalette di scolo o tubi drenanti che allontanino le acque raccolte dalla sede stradale;
- sistemazione di fossi di guardia, soprattutto per raccogliere le acque superficiali lato monte, di tombini ed acquedotti in modo che la costruzione della sede stradale non modifichi il regime idrogeologico della zona.

Qualora si rinvengano strati superficiali di natura torbosa di modesto spessore (non superiore a 2,00 m) è opportuno che l'approfondimento dello scavo risulti tale da eliminare completamente tali strati. Per spessori elevati di terreni torbosi o limo-argillosi fortemente imbibiti d'acqua, che rappresentano ammassi molto compressibili, occorrerà prendere provvedimenti più impegnativi per accelerare l'assestamento (con pali di sabbia o mediante precompressione statica per mezzo di

un sovraccarico) ovvero sostituire l'opera in terra (rilevato) con altra più idonea alla portanza dell'ammasso. Nei terreni acclivi la sistemazione del piano di posa dovrà essere realizzata a gradoni facendo in modo che la pendenza trasversale dello scavo non superi il 5%; in questo caso risulta sempre necessaria la costruzione lato monte di un fosso di guardia e di un drenaggio longitudinale se si accerta che il livello della falda è superficiale.

Per individuare la natura meccanica dei terreni dell'ammasso si consiglia di eseguire, dapprima, semplici prove di caratterizzazione e di costipamento:

- umidità propria del terreno;
- granulometria;
- limiti ed indici di Atterberg;
- prova di costipamento A.A.S.H.T.O. Mod.

Nei terreni che si giudicano molto compressibili si procederà ad ulteriori accertamenti mediante prove edometriche (su campioni indisturbati) o prove penetrometriche in sito.

Per i terreni granulari di apporto (tipo A1, A3, A2) saranno sufficienti le analisi di caratterizzazione e la prova di costipamento.

I controlli della massa volumica in sito negli strati ricostituiti con materiale granulare idoneo dovranno essere eseguiti ai vari livelli (ciascuno strato non dovrà avere spessore superiore a 30 cm a costipamento avvenuto) ed estesi a tutta la larghezza della fascia interessata.

Ad operazioni di sistemazione ultimate potranno essere ulteriormente controllate la portanza del piano di posa mediante la valutazione del modulo di compressibilità M_e , secondo le norme CNR, eventualmente a doppio ciclo:

- o per rilevati fino a 4 m di altezza, il campo delle pressioni si farà variare da 0,5 a 1,5 daN/cm²;
- o per rilevati da 4 a 10 m, si adotterà il Δp compreso fra 1,5 e 2,5 daN/cm².

In ogni caso dovrà risultare $M_e \geq 300$ daN/cm².

Durante le operazioni di costipamento dovrà accertarsi l'umidità propria del materiale; non potrà procedersi alla stesa e perciò dovrà attendersi la naturale deumidificazione se il contenuto d'acqua è elevato; si eseguirà, invece, il costipamento previo innaffiamento se il terreno è secco, in modo da ottenere, in ogni caso, una umidità prossima a quella ottima predeterminata in laboratorio (prova A.A.S.H.T.O. Mod.), la quale dovrà risultare sempre inferiore al limite di ritiro.

Prima dell'esecuzione dell'opera dovrà essere predisposto un tratto sperimentale così da accertare, con il materiale che si intende utilizzare e con le macchine disponibili in cantiere, i risultati che si raggiungono in relazione all'umidità, allo spessore ed al numero dei passaggi dei costipatori.

Durante la costruzione ci si dovrà attenere alle esatte forme e dimensioni indicate nei disegni di progetto, e ciascuno strato dovrà presentare una superficie superiore conforme alla sagoma dell'opera finita.

Le scarpate saranno perfettamente profilate e, ove richiesto, saranno rivestite con uno spessore

(circa 20 cm) di terra vegetale per favorire l'inerbimento.

Il volume compreso fra il piano di campagna ed il piano di posa del rilevato (definito come il piano posto 30 cm al disotto del precedente) sarà eseguito con lo stesso materiale con cui si completerà il rilevato stesso.

I piani di posa in corrispondenza di piazzole o sedi stradali ottenuti per sbancamento ed atti a ricevere la soprastruttura, allorché il terreno di imposta non raggiunge nella costipazione il valore di M_d pari a 30 N/mm^2 , o i piani di posa dei plinti di fondazione il cui terreno costituente è ritenuto non idoneo a seguito di una prova di carico su piastra, devono essere oggetti di trattamento di "bonifica", mediante sostituzione di uno strato di terreno con equivalente in misto granulare arido proveniente da cava di prestito.

Detto materiale deve avere granulometria "B" (pezzatura max 30 mm) come risulta dalla norma CNR-UNI 10006 e deve essere steso a strati e compattato con criteri e modalità già definiti al precedente punto "Rilevati aridi e soprastrutture per piazzole e strade".

Nel caso di piazzole e strade, la bonifica può ritenersi accettabile quando a costipamento avvenuto viene raggiunto il valore di capacità portante corrispondente ad un M_d di almeno 30 N/mm^2 , da determinarsi mediante prove di carico su piastra - con le modalità già definite in precedenza - con la frequenza di una prova ogni 500 m^2 di area bonificata, o frazione di essa.

Nel caso di plinti di fondazione, per l'accettazione della bonifica devono essere raggiunti i valori di capacità portante corrispondenti ad un M_d di almeno 30 N/mm^2 .

5.2.4. Pavimentazione con materiale arido

Il pacchetto stradale avrà uno spessore complessivo di cm 60 e dovrà essere realizzata con materiale classificato come A1.

I primi 30 cm. a contatto con il terreno naturale, saranno realizzati con materiali provenienti dagli scavi, previa classificazione tipo A1 secondo la UNI 10006 mentre i rimanenti 30 cm saranno realizzati con misto granulometrico, proveniente da cava, tipo A1 avente dimensioni massima degli inerti pari a 30 mm, rullato fino all'ottenimento di un $M_d > 100 \text{ N/mm}^2$.

La transitabilità delle piste sterrate è sufficientemente agevole nel periodo asciutto; durante le piogge i tratti stradali di maggiore pendenza tendono, però, ad erodersi per effetto dell'acqua scolante e la percorribilità diventa poco agevole a meno di frequenti interventi di manutenzione.

Per risolvere questa problematica sono state scandagliate diverse soluzioni approdando alla fine ad una protezione della sede stradale con un materiale ecologico e drenante.

L'idea progettuale consiste nell'integrazione del pacchetto stradale delle strade di accesso con elevata pendenza mediante l'utilizzo di una pavimentazione drenante ed ecologica da ottenersi con prodotti a tal uopo predisposti quali IDRO DRAIN. Detta pavimentazione viene impiegata in aree S.I.C., Z.P.S., Z.S.C. con possibilità di colorazione più vicino possibile ai colori della zona, con ciò mitigando gli impatti visivi.

La scelta progettuale ha tenuto conto delle seguenti condizioni:

1. l'eccessiva pendenza di alcuni tratti di viabilità, ben al di sopra di quella della viabilità strade ordinaria;
2. la necessità del transito dei mezzi di trasporto eccezionale per la manutenzione
3. la necessità che avvenga uno scambio tra aria e suolo in corrispondenza della pavimentazione; sia il misto granulometrico stabilizzato che la pavimentazione Idro drain consentono lo scambio aria-suolo in linea con le prescrizioni indicate nel Decreto V.I.A.

E' stata, quindi, prevista (come detto solo ed esclusivamente nei tratti di pendenze elevate e uso frequente) una sistemazione del pacchetto stradale così composta:

- livellamento del fondo esistente con misto granulometrico mediamente di spessore pari a 10/15 cm.;
- strato di base in misto drenante confezionato su specifica della D.L. da impianto locale s=20 cm da confezionarsi con un dosaggio di 300 Kg di cemento portland 325 ogni metro cubo di inerte;
- strato di finitura in "IdroDrain" pigmentato s= 10 cm. a base di leganti idraulici cementizi, graniglie selezionate e di additivi sintetici, avente caratteristiche drenanti e traspiranti, con alta percentuale di vuoti, compreso la miscelazione come da scheda tecnica prodotto, e da impastare con sola acqua.

6. OPERE DI INGEGNERIA AMBIENTALE

6.1. GENERALITÀ

Tra le specifiche dettate dal Committente dell'opera riveste un ruolo importante la volontà di preservare l'“*habitus naturalé*” mediante l'adozione di tutte le possibili tecniche di bioingegneria ambientale.

Tali interventi di ingegneria naturalistica, intrapresi per la salvaguardia del territorio, dovranno avere lo scopo di:

- intercettare i fenomeni di ruscellamento incontrollato che si verificano sui versanti per mancata regimazione delle acque;
- ridurre i fenomeni di erosione e di instabilità dei versanti;
- regimare in modo corretto le acque su strade, piste e sentieri;
- ridurre il più possibile l'impermeabilizzazione dei suoli creando e mantenendo spazi verdi e diffondendo l'impiego della vegetazione nella sistemazione del territorio.

Pertanto, si prevede l'utilizzo del materiale vegetale vivo e del legname come materiale da costruzione, in abbinamento in taluni casi con materiali inerti come pietrame.

Di seguito alcune immagini relative a tipiche opere di bioingegneria:

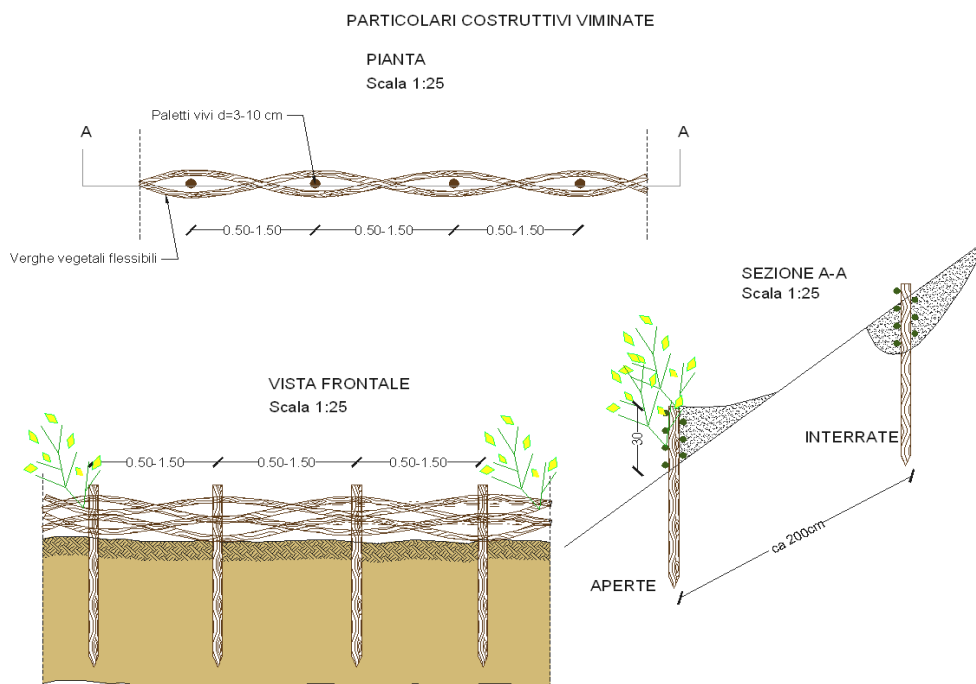


Figura 6 - Esempio di vimate - Fonte HE

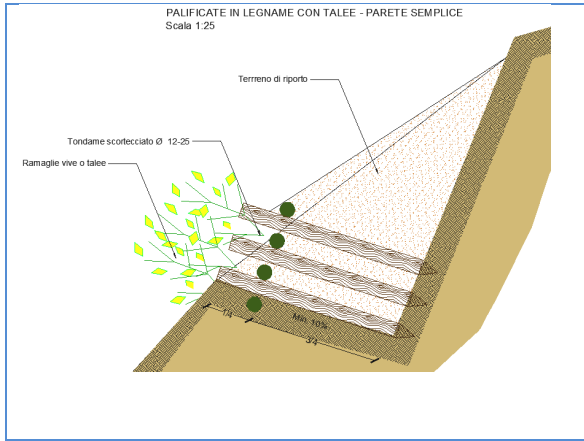


Figura 7 - Esempio di palificate in legname - Fonte HE

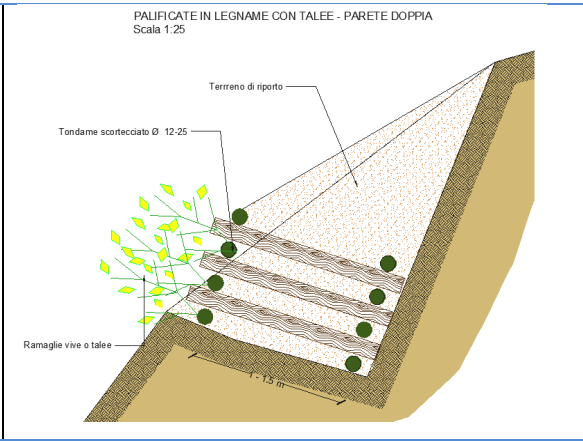


Figura 8 - Esempio di palificate in legname - Fonte HE



Figura 9 - Esempio di briglie in legname e pietrame - Fonte HE



Ante operam - Fonte HE



Post operam Fonte HE



6.2. SPECIFICHE TECNICHE DEGLI INTERVENTI

6.2.1. Opere con fascinate

Per preservare il sito da fenomeni di erosione superficiale verranno adottati tecniche utili alla stabilizzazione della porzione più superficiale di suolo.

Tali tecniche si presentano molto elastiche e in grado di adattarsi alle irregolarità del terreno, alla presenza di affioramenti rocciosi, e addirittura a ulteriori movimenti di assestamento del terreno dopo la messa in opera.

In tal modo il consolidamento ed il ripristino delle condizioni ambientali sarà raggiunto impiegando opere relativamente leggere per non sovraccaricare il terreno, e assicurando la massima protezione antierosiva.

Le fascinate sono utili a tali scopi: esse sono la "*messa a dimora di fascine vive di specie legnose con capacità di riproduzione vegetativa*".

Le fascinate sono utilizzate negli interventi di sistemazione dei versanti con pendenza non superiore ai 30°-35°; con questo sistema si ottiene il rinverdimento ed il drenaggio superficiale dei pendii mediante la formazione di file di gradoni, disposti parallelamente alle curve di livello, nei quali sono sistemati delle fascine di astoni o ramaglia, possibilmente lunghi e dritti, prelevati da piante legnose con elevata capacità di diffusione vegetativa.

Le fascinate vive comprendono due tipologie costruttive differenziate in base al materiale vegetale impiegato:

- fascinate vive con ramaglia;
- fascinate vive con piantine.

Le fascinate vive con ramaglia comportano un ridotto movimento di terra; la loro realizzazione prevede lo scavo di solchi profondi da 0,3 a 0,5 m ed altrettanto larghi, dove si sistemano orizzontalmente le fascine di ramaglia, prelevate da specie legnose con buona capacità di propagazione vegetativa.

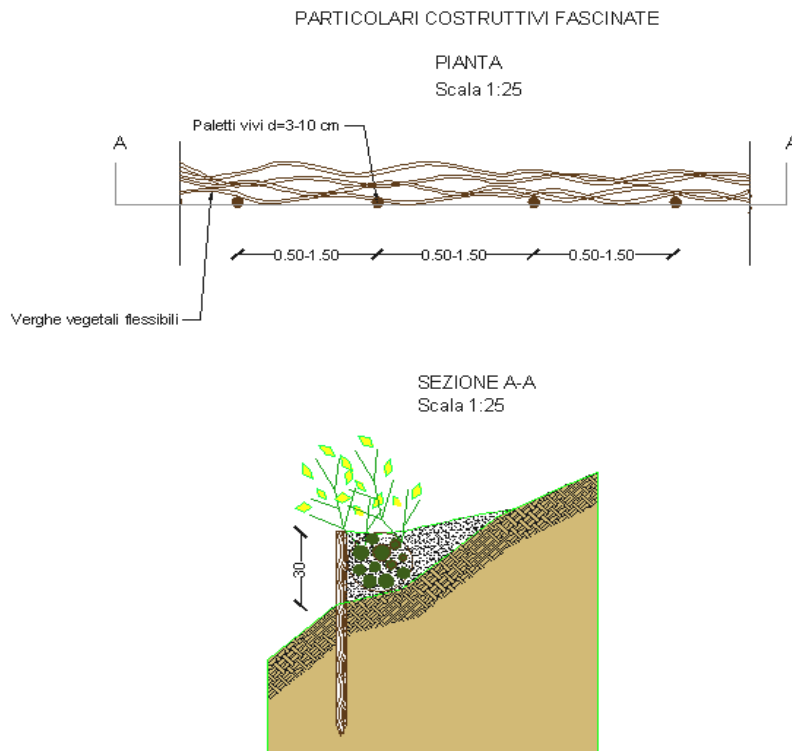


Figura 10 – Esempio di fascinate

In ogni sezione trasversale della fascina, dovranno essere presenti 5 verghe di almeno 1 cm di diametro, con punti di legatura distanti 70 cm l'uno dall'altro. La costruzione avviene fissando le fascine di ramaglia con paletti in legno vivo (pioppo o salici) o morto (castagno, larice etc.) lunghi almeno 60-100 cm e diametro compreso tra 5 e 10 cm, infissi nel terreno attraverso la fascina o a valle di essa. Lo scavo viene quindi ricoperto con un leggero strato di terreno proveniente dagli scavi dei fossi superiori.

Le file di gradoni con le fascine di ramaglia sono eseguite orizzontalmente, secondo le curve di livello o con una leggera inclinazione obliqua rispetto al pendio per aumentare la capacità di deflusso delle acque superficiali e l'efficacia drenante del sistema. La distanza fra file successive si aggira mediamente intorno a 1,5-2 m. Una variante di questo sistema, applicata dove si richiede una maggiore efficacia consolidante dell'intervento, prevede l'associazione delle fascine con viminate.

Nel caso di fascinata viva con piantine radicate di specie arbustive, l'esecuzione dell'intervento comporta alcuni accorgimenti e procedure diverse da quelle della tecnica precedente.

Infatti, le fascine di ramaglia sono più leggere e con un numero inferiore di verghe (3-6), i solchi sono più larghi di circa 10-15 cm e le piantine radicate sono messe a dimora in numero di circa 1-2 esemplari per metro.

Il solco, dopo la messa a dimora delle fascine e delle piantine, è riempito con il terreno, eventualmente ammendato, proveniente dagli scavi.

Le fascinate, come tutti gli altri interventi che impiegano materiali vivi, devono essere realizzate solo durante il periodo di riposo vegetativo.

6.2.2. Palizzate vive

La tecnica della palizzata in legname con talee e/o piantine è un sistema simile alla viminata (di cui si parlerà in seguito), che unisce l'impiego di talee con strutture fisse in legno per la stabilizzazione di pendii e scarpate, naturali o artificiali.

Con questo sistema si tende a rinverdire le scarpate attraverso la formazione di piccoli gradoni lineari, sostenuti dalle strutture di legno, che corrono lungo le curve di livello del pendio e dove, a monte, si raccoglie del materiale terroso.

Le piante, una volta che la vegetazione si sarà sviluppata, garantiranno un consolidamento del terreno con l'apparato radicale e una resistenza all'erosione superficiale, con la loro parte epigea.

PALIZZATA VIVA

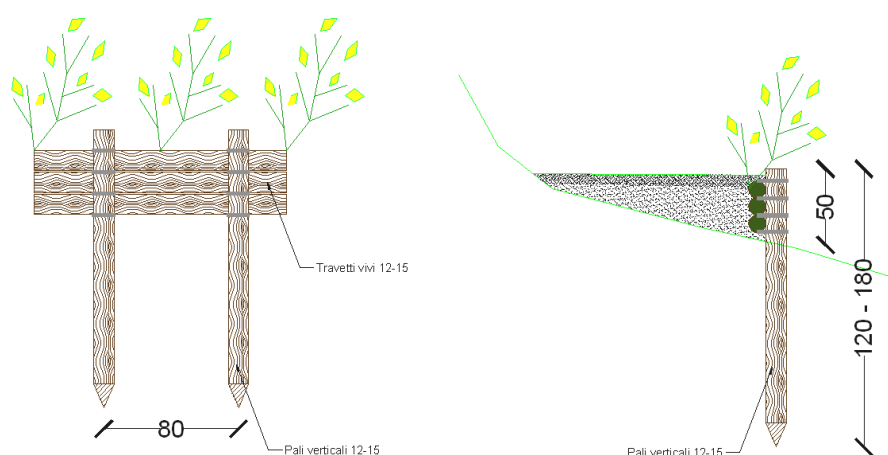


Figura 11 – Esempio di palizzata viva

6.2.3. Palificate vive

Le palificate vive con talee e/o piantine sono impiegate con successo negli interventi di stabilizzazione di pendii e scarpate, naturali o artificiali.

Questo sistema favorisce il rinverdimento di pendii attraverso la formazione di strutture fisse in legname, che hanno la funzione di formare delle piccole gradonate a monte delle quali si raccoglie il terreno.

In questo modo si crea, lungo le curve di livello, una struttura più resistente delle viminate, in cui si interrano dei fitti "pettini" di talee e/o piantine radicate. Lo sviluppo dell'apparato radicale garantisce il consolidamento del terreno, mentre la parte aerea contribuisce a contenere l'erosione superficiale.

In funzione delle modalità costruttive si distinguono palificate vive in legname o con piantine a parete semplice o doppia.

Nel caso di palificata a parete semplice, i tronchi longitudinali sono disposti su un'unica fila orizzontale esterna, mentre i tronchi trasversali appoggiano con la parte terminale nella parete dello scavo.

Il limite di impiego delle palificate vive è dato essenzialmente dall'entità delle spinte del terreno che possono verificarsi e dal non elevato peso dell'opera; al tempo stesso, un vantaggio è costituito dal fatto che esse non risentono di variazioni anche significative dell'assetto del piano di posa e non gravano di ulteriori sovraccarichi il versante oggetto di sistemazione, particolarmente quando sono poste nelle posizioni più alte del versante stesso.

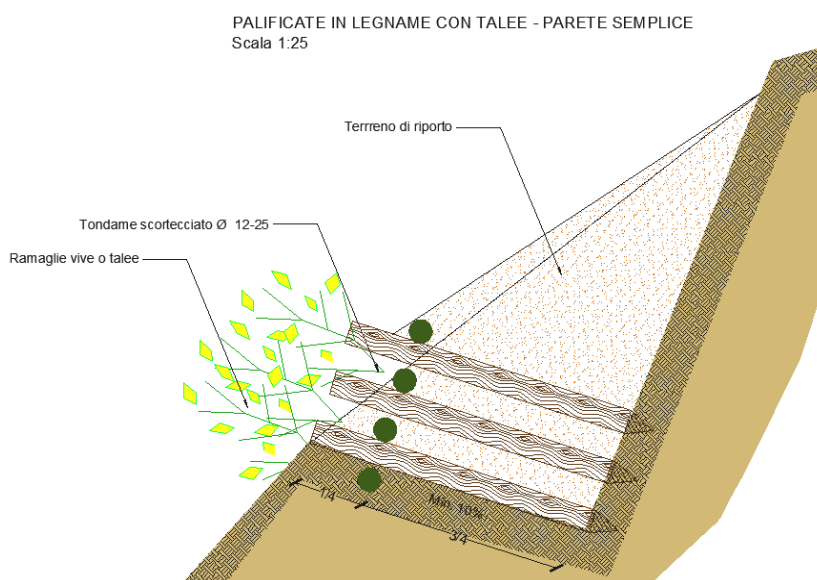


Figura 12 – Esempio di palificata

6.2.4. *Palizzate vive a formare briglie*

È possibile combinare le palizzate vive con briglie in legname, ottenendo particolari opere idrauliche in grado di garantire, la stabilizzazione e la correzione del profilo del fondo (cioè della linea che individua l'andamento altimetrico del fondo) negli impluvi impluvi, riducendo la pendenza media del corso d'acqua con l'inserimento di salti per rallentare la corrente; la trattenuta di materiale solido o legnoso trasportato dalle acque.

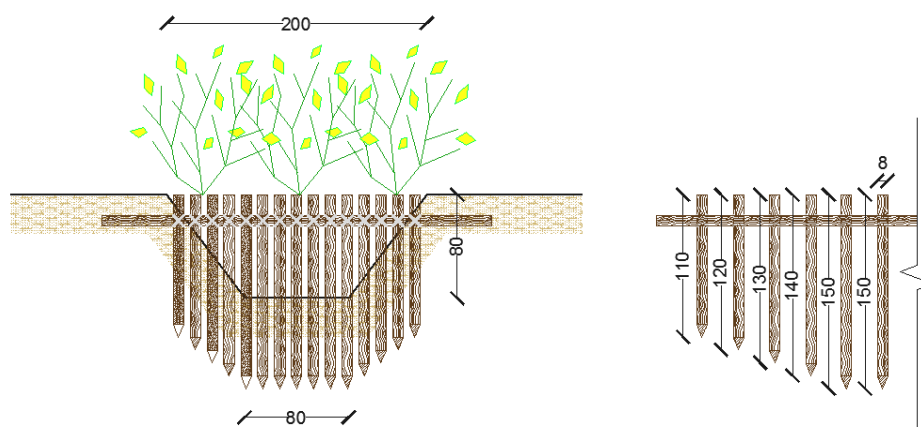


Figura 13 – Esempio di palizzata

Le briglie vengono predisponendo un cassone di contenimento mediante incastellatura di pali in legno scortecciato, idoneo e durabile di latifoglia; hanno in genere una tipica sagoma a trapezio rovesciato, con la parte centrale ribassata rispetto alle parti laterali, per convogliare il deflusso delle acque da monte a valle del salto. Presentano buona adattabilità agli assestamenti dovuti a movimenti delle sponde e possono essere messe in opera anche in luoghi di difficile accesso.

6.2.5. *Viminate*

Le viminate hanno la funzione di consolidamento superficiale per mezzo delle piante ed un immediato effetto di regimazione delle acque meteoriche. Questo sistema comporta una tecnica mista tra materiali vivi (astoni e talee) e materiali morti.

La viminata è costituita da paletti di legno (castagno, larice, salice etc) del diametro da 4 a 8 cm, della lunghezza di 100 cm, infissi nel terreno per 70 cm, con un interasse di circa 100 cm.

I paletti vengono quindi intrecciati con verghe flessibili e tenaci di specie legnose dotate di capacità di propagazione vegetativa. Ogni paio di verghe va spinto in basso dopo aver eseguito l'intreccio.

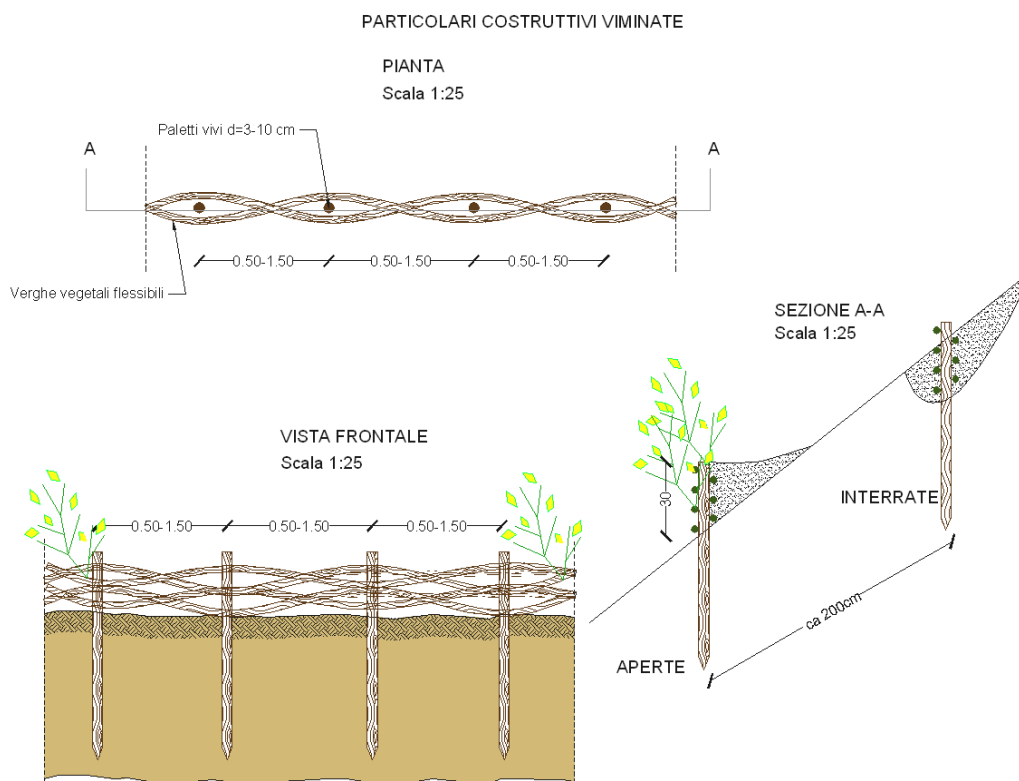


Figura 14 – Esempio di viminata

Vanno collocate da 3 a 8 verghe una sopra l'altra. Al posto delle verghe possono venir fissati ai pali anche intrecci di verghe preconfezionate.

I paletti non devono sporgere più di 5 cm sopra l'intreccio e devono essere conficcati nel terreno almeno per due terzi della loro lunghezza.

La disposizione delle vimate sul pendio può avvenire su file parallele distanti da 1,5 a 3 metri, oppure come vimate diagonali a forma di rombo. Quest'ultima trova applicazione solo per la ritenuta della terra vegetale, altrimenti essa rappresenta un rincaro ingiustificato.

Materiale da costruzione: (i) rami elastici, poco o non ramificati, di specie legnose dotate di capacità di propagazione vegetativa che si possono intrecciare bene, della lunghezza minima di 120 cm oppure intrecci preconfezionati costituiti da tali rami; (ii) picchetti in legno o aste in acciaio, della lunghezza di cm 100; (iii) paletti vivi in legno o paletti di legno oppure aste d'acciaio, inferiori a 100 cm.

6.2.6. Cunetta vivente

Le cunette sono di norma pensate in terra. È però importante sottolineare che nei tratti di maggiore pendenza l'acqua può destabilizzare la cunetta e con essa la strada. Pertanto, si suggerisce l'adozione di cosiddette cunette viventi, maggiormente resistenti all'azione erosiva

dell’acqua.

Sarà la fase cantieristica ed anche osservazionale ad indicare i tratti ove è opportuno realizzare le cunette “vive” al posto delle cunette in terra.

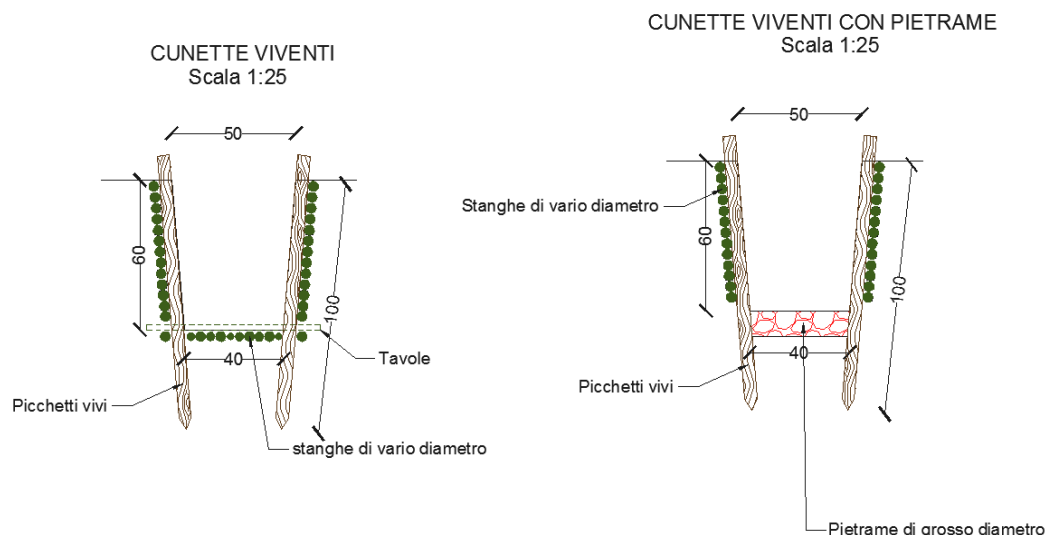


Figura 15 – Esempio di cunetta viva

Esecuzione del lavoro: in un fosso a sezione trapezoidale vengono sistemati sul letto e sulle pareti del fosso, uno accanto all'altro, dei rami o delle stanghe vive in modo serrato, tenendoli fermi con pali vivi infissi nel terreno, ad intervalli da 2 a 4 m per mezzo di sagome in legno preparate in precedenza, oppure ad intervalli da 0,5 fino ad 1 m (uno dall'altro) posti lungo le pareti del fosso. Nel caso di portata idrica permanente si può consolidare il letto e la parte inferiore della parete del fosso con tavoloni.

6.2.7. Canalizzazioni in pietrame e legno

Nei casi di piccoli impluvi naturali che intercettano la viabilità di progetto causando spesso solchi ed erosione puntuale, si può prevedere la costruzione di canalizzazioni in legname e pietrame, di sezione trapezia avente lo scopo di convogliare le acque nei punti di recapito.

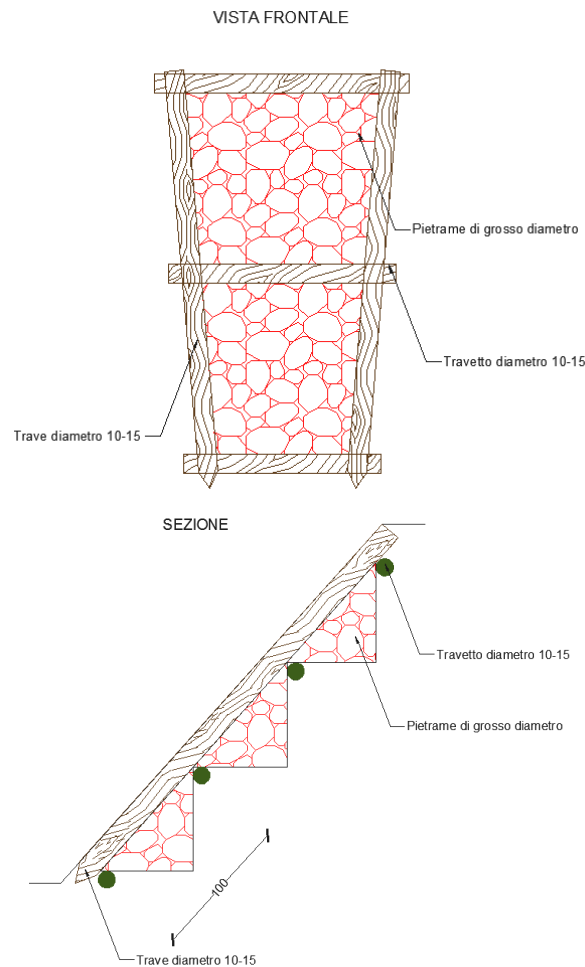


Figura 16 – Esempio di canalizzazioni

6.2.8. *Idrosemina e rivestimenti antiersivi*

Le tecniche con idrosemina sono impiegate soprattutto nelle situazioni in cui il terreno si trova completamente denudato e privo di copertura organica con ripristini vegetazionali che consentano di generare in tempi brevi un manto vegetale di protezione.

L'inerbimento ed il consolidamento mediante idrosemina consistono nello spruzzare ad alta pressione, sul terreno preventivamente preparato, una soluzione di acqua, semi, collante ed altri eventuali componenti.

La possibilità di variare in molti modi la composizione delle miscele rende l'idrosemina adatta alla soluzione di quasi tutti i problemi di rinverdimento.

L'efficacia di questo sistema sarà però assicurata generalmente solo se esso verrà utilizzato in abbinamento ad altre tecniche sia di protezione che di regimazione delle acque meteoriche. Questa tecnica è adatta a coprire grandi e medie superfici anche a elevata pendenza e scarpate con scarsa copertura.

Un componente spesso presente nelle idrosemine è il *mulch*, termine con cui ci si riferisce a tutti quei materiali che, aggiunti alla miscela, conferiscono una maggiore resistenza meccanica e capacità di ritenzione idrica. In relazione alla composizione della miscela si distingue tra idrosemina di base e idrosemina con *mulch*.



Figura 17 – Esempio di realizzazioni

Le modalità operative dell'idrosemina di base sono così sintetizzabili:

- Preparazione del letto di semina con eventuale eliminazione dei ciottoli presenti tramite rastrellatura.
- Distribuzione mediante l'impiego di motopompe volumetriche (non devono danneggiare i semi), dotate di agitatore meccanico che garantisca l'omogeneità della miscela, montate su mezzi mobili di una particolare miscela base costituita da rapporti variabili di: acqua, miscuglio di sementi di specie erbacee e facoltativamente arbustive idonee alla stazione (35-40 g/mq), fertilizzante organo-minerale bilanciato (150 g/mq), leganti o collanti, sostanze ammendanti, fitoregolatori atti a stimolare la radicazione delle sementi e lo sviluppo della microflora del suolo.

E' adatta su terreni in cui è presente un'abbondante frazione fine e colloidale, ma con inclinazioni non superiori a 20°.

Per quanto riguarda l'idrosemina con *mulch*, alla miscela base si devono aggiungere fibre di legno o paglia in ragione di non meno di 180 g/mq. Le fibre devono essere per il 20% almeno lunghe

10 mm; nelle situazioni meno gravose il 50% del *mulch* potrà essere costituito da pasta di cellulosa. Il *mulch* deve avere caratteristiche chimiche che non siano sfavorevoli alla crescita della vegetazione. Il collante sarà a base naturale ed in quantità non inferiore a 5,5 g/mq.

E' un'idrosemina particolarmente adatta su terreni con le stesse caratteristiche della prima ma con inclinazioni fino a 35° e con presenza di fenomeni erosivi intensi.

Inoltre, in presenza di diffusi fenomeni di erosione superficiale su pendii e/o scarpate naturali o artificiali vengono comunemente applicati rivestimenti antierosivi sintetici o naturali.

I rivestimenti antierosivi sintetici sono realizzati con vari tipi di prodotti sia geosintetici che non. Queste tecniche si possono realizzare con dei prodotti prefabbricati che svolgono una o più funzioni od altrimenti abbinando materiali diversi posti in tempi successivi.

Di seguito si riportano alcuni dei materiali e delle tecniche più comunemente usati:

- *Geostuoie tridimensionali*
- *Geocompositi*
- *Geocelle*

L'impiego di prodotti formati da materiali di sintesi e/o naturali, offre la possibilità di realizzare opere d'ingegneria limitandone notevolmente l'impatto negativo sull'ambiente circostante. Nelle applicazioni antierosive oltre all'azione di protezione meccanica superficiale, possono svolgere funzioni di contenimento e di stabilizzazione corticale; in tal modo questi materiali consentono e favoriscono lo sviluppo di una copertura vegetale stabile in grado di svolgere un efficace ruolo autonomo di consolidamento superficiale e di rinaturalizzare contesti degradati dalla costruzione di opere di ingegneria. Le geostuoie sono costituite da filamenti di materiali sintetici (polietilene ad alta densità, poliammide, polipropilene od altro), aggrovigliati in modo da formare un materassino molto flessibile dello spessore di 10-20 mm.

La forma tipica di una geostuoia consiste in una struttura tridimensionale con un indice dei vuoti molto elevato, mediamente superiore al 90% (idonea al contenimento di terreno vegetale o dell'idrosemina).



Fig. 18 - Esempio di struttura di geostuoia

Le geostuoie sono principalmente impiegate con funzione antierosiva negli interventi di sistemazione idraulico-forestale e di consolidamento di pendii instabili. Sono sempre abbinate a sistemi di raccolta delle acque superficiali ed a materiali vivi; quando è necessario vengono utilizzate come un complemento delle opere di sostegno nell'ambito di sistemazioni più complesse.

Dato l'elevato indice dei vuoti, le geostuoie si prestano molto bene ad essere intasate con miscele di idrosemina piuttosto dense quali quelle dell'“*idrosemina a spessore*”, in tal modo svolgono sia una protezione antierosiva nei confronti del terreno che una funzione di “*armatura dell'idrosemina*” impedendone il dilavamento anche in situazioni difficili.



Fig. 19 - Esempio realizzativi con geostuoia

Le geocelle sono dei geosintetici a struttura alveolare flessibili, resistenti e leggeri; vengono utilizzate come sistemi di stabilizzazione corticale per impedire lo scivolamento e l'erosione di strati di terreno di riporto su forti pendenze.

La struttura a “*nido d'ape*” o “*alveolare*” viene ottenuta per assemblaggio e saldatura di strisce di materiali sintetici con spessori maggiore o uguale a 1,2 mm ed altezza compresa tra 70 e 100 mm. Sono strutture facilmente trasportabili, caratterizzate da un ingombro molto contenuto, rapidità di applicazione ed adatte a diverse situazioni ambientali.

Dopo la posa delle geocelle ed il fissaggio con picchetti si effettua il riempimento con terreno vegetale e successivamente un'idrosemina. Se necessario si deve abbinare una biostuoia od un biotessile qualora vi sia il pericolo di dilavamento da parte delle acque meteoriche; le geocelle hanno aperture piuttosto ampie e sono efficaci nell' impedire lo scivolamento superficiale del terreno di riporto mentre non contrastano sufficientemente il ruscellamento e soprattutto l'impatto delle gocce di pioggia.

Quando possibile, è sempre opportuno abbinare alle geocelle la messa a dimora di piantine o talee.

Struttura di una geocella a "nido d'ape" o "alveolare". La morfologia romboidale delle celle è ottenuta per saldatura di strisce di polietilene ad alta densità con spessore maggiore o uguale a 1,2 mm.

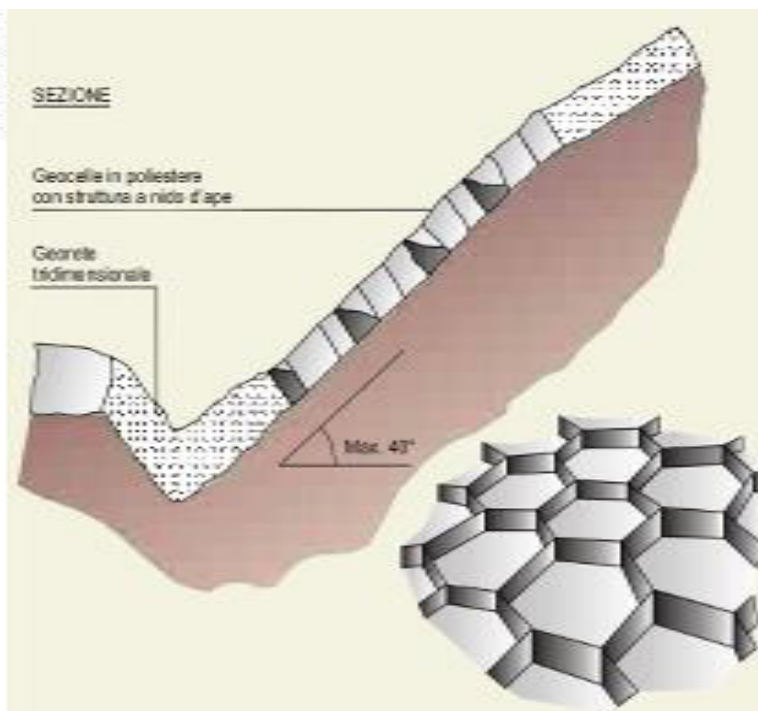


Fig. 20 – Struttura tipo a geocelle

I rivestimenti antierosivi biodegradabili sono usati, quasi sempre in associazione con idrosemina o con l'impianto di talee e piantine, negli interventi di sistemazione e consolidamento di pendii o scarpate o di altre opere di ingegneria. La loro realizzazione assicura al terreno trattato un controllo dei fenomeni erosivi per il tempo necessario all'attecchimento ed allo sviluppo di un efficace copertura vegetale.

I rivestimenti biodegradabili sono prodotti costituiti in genere da *fibre di paglia, cocco, juta, sisal* (fibra tessile ricavata dalle foglie di una specie di Agave), *trucioli di legno o altre fibre vegetali*, caratterizzati da una biodegradabilità pressoché totale che si realizza in un arco di tempo di 1/5 anni, da permeabilità e capacità di ritenzione idrica elevate e da spiccata azione protettiva superficiale del terreno. In funzione del materiale, della struttura e delle tecniche costruttive, possono essere classificati in:

- *Biotessili*
- *Bioreti*
- *Biofeltri*
- *Biostuoie*

Esempi di materiali antierosivi:

Sinistra: biostuoia in fibre di paglia;
Centro: biostuoia in fibre miste di cocco e paglia;
Destra: biorete in fibre di juta, tessuta a maglia aperta (detta "geojuta").



Fig. 21 – Esempi di materiali antierosivi

I rivestimenti antierosivi rappresentano una soluzione ideale sia dal punto di vista tecnico-funzionale che dal punto di vista dell'inserimento estetico-paesaggistico ed ecologico dell'intervento.

La biodegradabilità e la non tossicità dei materiali utilizzati e la capacità di favorire una rapida copertura vegetale, garantiscono il loro inserimento completo e naturale nell'ambiente circostante.

Questi prodotti hanno trovato recentemente una vasta applicazione in numerosi interventi di sistemazione idraulico-forestale, di consolidamento dei pendii instabili ed in numerose opere di ingegneria tra i quali si menzionano:

- rivestimento di pendii o scarpate naturali ed artificiali per il controllo dell'erosione e la protezione delle sementi dal dilavamento e creazione di condizioni microclimatiche più favorevoli all'attecchimento ed alla crescita della vegetazione;
- rivestimento e protezione delle scarpate e delle sponde fluviali dall'erosione;
- protezione, sostegno e contenimento del terreno seminato per favorire il rinverdimento di opere in terre rinforzate o di altro tipo.

7. OPERE IDRAULICHE

La durabilità delle strade e delle piazzole di un parco eolico è garantita da un efficace sistema idraulico di allontanamento e drenaggio delle acque meteoriche.

La viabilità esistente sarà interessata da un'analisi dello stato di consistenza delle opere idrauliche già presenti: laddove necessario, tali opere idrauliche verranno ripristinate e/o riprogettate per garantire la corretta raccolta ed allontanamento delle acque defluenti dalla sede stradale, dalle piazzole o dalle superfici circostanti.

Le acque defluenti dalla sede stradale, dalle piazzole o dalle superfici circostanti verranno raccolte ed allontanate dalle opere idrauliche in progetto, costituite dai seguenti elementi:

- Fossi di guardia in terra "Tipo A" (per $Q \leq 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$), eventualmente con fondo rivestito in pietrame ($i \geq 7,00\%$) e con briglie filtranti in legname ($i \geq 12,00\%$);
- Fossi di guardia in terra "Tipo B" (per $Q \geq 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$), eventualmente con fondo rivestito in pietrame ($i \geq 7,00\%$) e con briglie filtranti in legname ($i \geq 12,00\%$);
- Opere di dissipazione in pietrame;
- Pozzetti in cls prefabbricato;
- Arginelli in terra;
- Attraversamenti con tubazioni;
- Canalette in legname per tagli trasversali alla viabilità ($i \geq 15\%$).

La tipologia di strade da realizzarsi permette di affermare che non vi è alcuna modifica apprezzabile dell'equilibrio della circolazione idrica superficiale preesistente. Le opere idrauliche tendono da una parte a garantire l'equilibrio idrico e dall'altra a mantenere agibili le suddette strade.

I fossi di guardia, a sezione trapezoidale, hanno un duplice ruolo di protezione della scarpata lungo la sede stradale e di allontanamento delle acque dalla sede stradale agli impluvi naturali.

Nel primo caso, i fossi di guardia sono posti alla base della scarpata nel caso di sezione stradale in rilevato, mentre sono in testa alla scarpata nel caso di sezione in trincea.

Pur trattandosi di opere idrauliche modeste si è preferito non tralasciare nulla e supportare le scelte progettuali da appositi calcoli idraulici riportati nella apposita relazione.

Di seguito sono riportate alcune immagini dei manufatti idraulici utilizzati per la regimentazione idraulica stradale e per lo scarico delle acque presso il reticolo idrografico naturale.

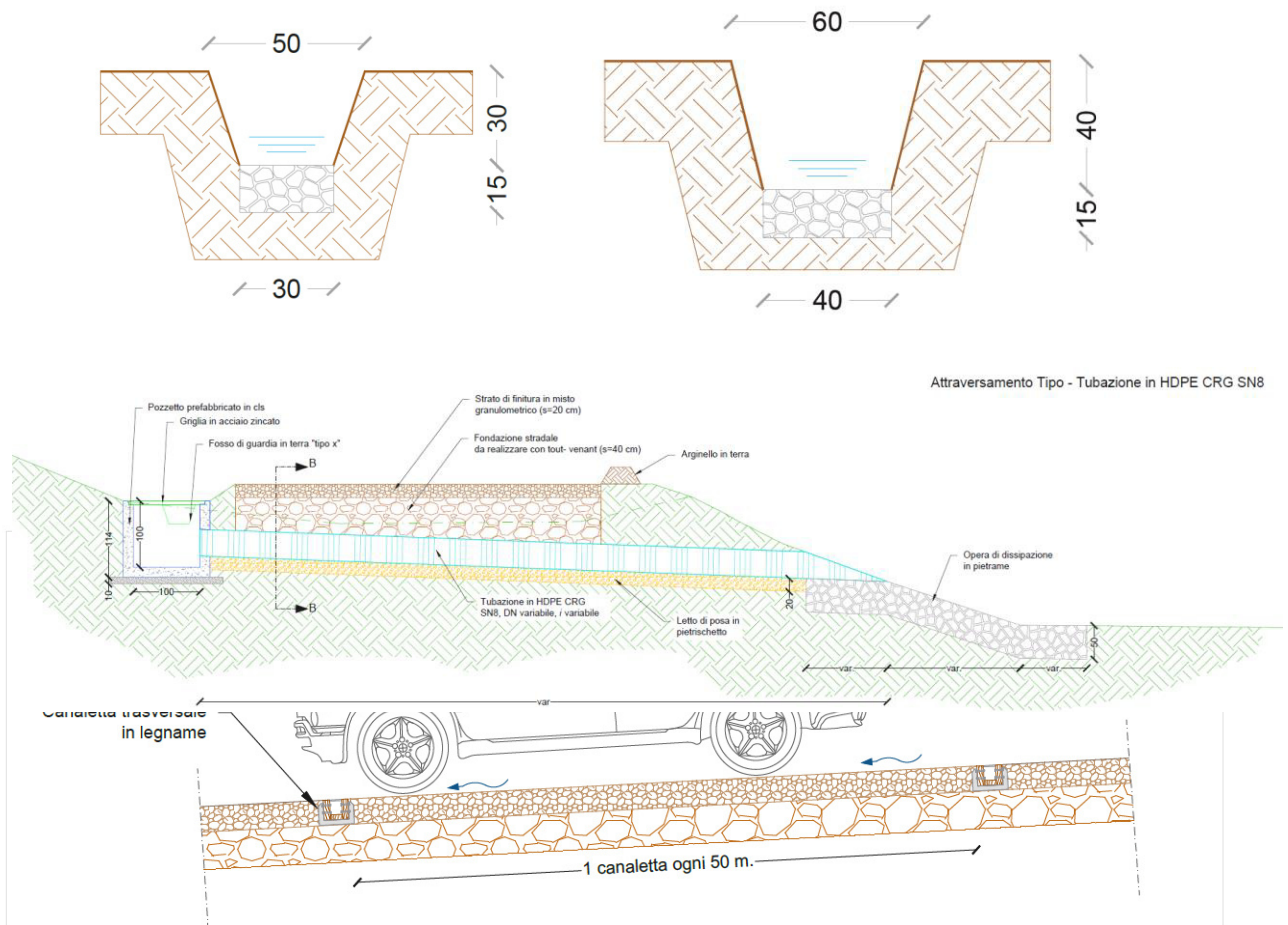


Fig. 22 – Esempi fossi di guardia

8. CAVIDOTTI

8.1. GENERALITÀ

Il parco eolico avrà una potenza complessiva di 48,00 MW, data dalla somma delle potenze elettriche di n. 8 aerogeneratori da 6,0 MW.

Dal punto di vista elettrico, gli aerogeneratori sono collegati fra di loro in due gruppi da 4, costituendo così n. 2 distinti sotto campi, come di seguito meglio rappresentato.

SOTTOCAMPO	AEROGENERATORI	POTENZA	COMUNE
LINEA 1	PESPA 01-02-04-05	24,0 MW	Sant'Agata di Puglia-Candela
LINEA 2	PESPA 03-06-07-08	24,0 MW	Sant'Agata di Puglia-Candela

Tab 04 suddivisione in linee

Coerentemente con la suddivisione in sotto campi di cui al precedente paragrafo, l'intero sistema di raccolta dell'energia dagli aerogeneratori verso la SSEU 30/150 kV è articolato su n. 2 distinte linee elettriche a 30 kV, una per ciascun sotto campo. Dall'aerogeneratore capofila di ciascun sottocampo, infatti, si diparte una linea elettrica di vettoriamento in cavo interrato MT 30 kV, di sezione pari a 630 mm².

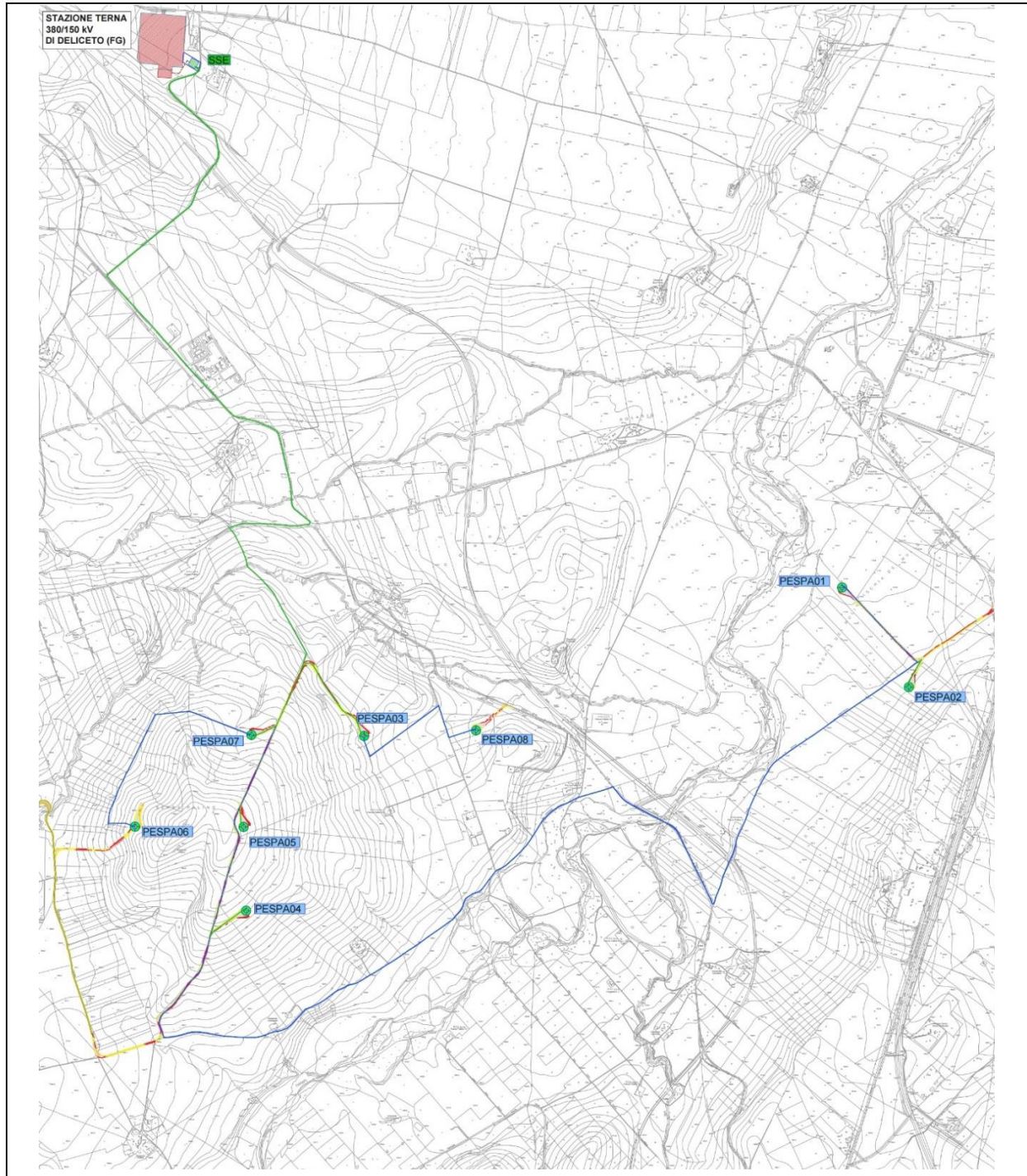
Analogamente, gli aerogeneratori di ciascun sotto campo sono collegati fra loro in entra-esce con una linea elettrica in cavo interrato MT 30 kV, di sezione pari a crescente dal primo all'ultimo aerogeneratore. Tutti i cavi di cui si farà utilizzo, sia per il collegamento interno dei sotto campi che per la connessione alla SSE, saranno del tipo standard con schermo elettrico. Nella tabella che segue si riporta calcolo preliminare delle linee elettriche di collegamento da rivalutare in fase esecutiva.

LINEA	PARTENZA	ARRIVO	Sezione cavo [mm ²]	Lunghezza cavo [m]	Potenza attiva [MW]
LINEA 1	PESPA01	PESPA02	3x1x120	855	6
	PESPA02	PESPA04	3x1x240	7435	12
	PESPA04	PESPA05	3x1x400	1230	18
	PESPA05	SSE	3x1x630	6.355	24
LINEA 2	PESPA06	PESPA07	3x1x120	1495	6
	PESPA07	PESPA03	3x1x240	1180	12
	PESPA08	PESPA03	3x1x120	1020	6
	PESPA03	SSE	3x1x630	5.940	24
POTENZA COMPLESSIVA					48,000

Tab.05 Dimensionamento cavi

In generale, per tutte le linee elettriche, si prevede la posa direttamente interrata dei cavi, con protezioni meccaniche ove necessario, ad una profondità di 1,10 m dal piano di calpestio. In caso di particolari attraversamenti o di risoluzione puntuale di interferenze, le modalità di posa saranno modificate in conformità a quanto previsto dalla norma CEI 11-17 e dagli eventuali regolamenti vigenti relativi alle opere interferite, mantenendo comunque un grado di protezione delle linee non inferiore a quanto garantito dalle normali condizioni di posa.

Per il dettaglio dei tipologici di posa, si rimanda all'elaborato PESPA-P30.



- 1 Tema di cavi
- 2 Tema di cavi

Fig.23 - Layout cavidotti su Carta regionale tecnica

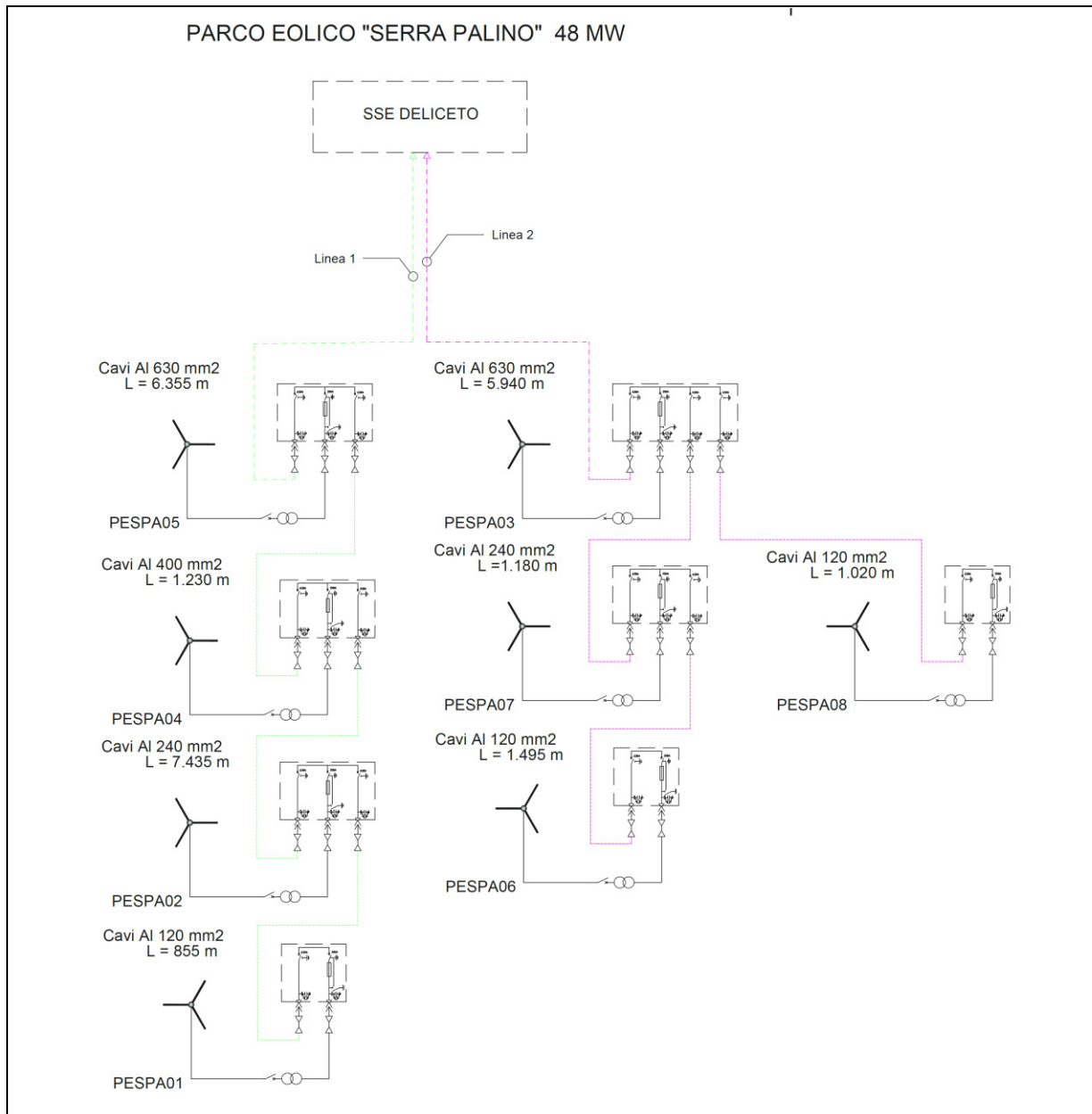


Figura 24 - Schema unifilare di collegamento degli aerogeneratori alla S.E.T.

8.2. SISTEMA DI POSA CAVI

In generale, per tutte le linee elettriche, si prevede la posa direttamente interrata dei cavi, senza ulteriori protezioni meccaniche, ad una profondità di 1,10 m dal piano di calpestio.

In caso di particolari attraversamenti o di risoluzione puntuale di interferenze, le modalità di posa saranno modificate in conformità a quanto previsto dalla norma CEI 11-17 e dagli eventuali regolamenti vigenti relativi alle opere interferite, mantenendo comunque un grado di protezione delle linee non inferiore a quanto garantito dalle normali condizioni di posa.

La trincea all'interno della quale saranno collocati i cavi avrà profondità non inferiore a 1,20 m e larghezza compresa tra 0,50 m per una terna e 0,70 m. per due terne.

Le modalità di esecuzione dei cavidotti su strade di parco, nell'ipotesi in cui vengano realizzati contestualmente, saranno le seguenti:

FASE 1 (apertura delle piste laddove necessario):

apertura delle piste e stesura della fondazione stradale per uno spessore di cm 40;

FASE 2 (posa cavidotti);

- Scavo a sezione obbligata fino alla profondità relativa di -1,10 m dalla quota di progetto stradale finale;
- collocazione della corda di rame sul fondo dello scavo e costipazione della stessa con terreno vagliato proveniente dagli scavi;
- collocazione delle terne di cavo MT, nel numero previsto come da schemi di collegamento;
- collocazione della fibra ottica;
- rinterro con materiale granulare classifica A1 secondo la UNI CNR 10001 e s.m.i.
- rinterro con materiale proveniente dagli scavi compattato, per uno spessore di 25 cm;
- collocazione di nastro segnalatore della presenza di cavi di media tensione;
- rinterro con materiale proveniente dagli scavi del pacchetto stradale precedentemente steso (in genere 40 cm);

FASE 3 (finitura del pacchetto stradale):

Stesura dello strato di finitura stradale pari a 20 cm fino al piano stradale di progetto finale con materiale proveniente da cava o da riutilizzo del materiale estratto in situ (vedi piano di utilizzo in situ delle terre e rocce da scavo).

Le modalità di esecuzione dei cavidotti su strade di parco, qualora i cavidotti vengano posati precedentemente alla realizzazione della viabilità, saranno suddivise nelle seguenti fasi.

FASE 1 (posa dei cavidotti):

- Scavo a sezione obbligata fino alla profondità relativa di -1,10 m dalla quota di progetto stradale finale;
- collocazione della corda di rame sul fondo dello scavo e costipazione della stessa con terreno vagliato proveniente dagli scavi;
- collocazione delle terne di cavo MT, nel numero previsto come da schemi di collegamento;
- collocazione della fibra ottica;
- rinterro con sabbia o misto granulare stabilizzato con legante naturale, vagliato con pezzatura idonea come da specifiche tecniche, per uno spessore di 20 cm;
- rinterro con materiale degli scavi compattato, per uno spessore di 25 cm;
- collocazione di nastro segnalatore della presenza di cavi di media tensione;
- collocazione di fondazione stradale con materiale proveniente dagli scavi se idoneo (Classe A1 UNICNR10006) fino al raggiungimento della quota della strada esistente.

FASE 2 (finitura del pacchetto stradale):

Collocazione di fondazione stradale con materiale proveniente dagli scavi se idoneo (Classe A1 UNICNR10006) fino alla profondità relativa di -0,20 m dalla quota di progetto stradale finale; stesura dello strato di finitura stradale pari a 20 cm fino al piano stradale di progetto finale con materiale proveniente da cava o da riutilizzo del materiale estratto in situ (vedi piano di utilizzo in situ delle terre e rocce da scavo).

8.3. FIBRA OTTICA DI COLLEGAMENTO

Per permettere il monitoraggio e controllo dei singoli aerogeneratori, il presente progetto prevede la realizzazione di un nuovo sistema di telecontrollo, il quale sovrintenderà al funzionamento del parco eolico in esame.

Per la realizzazione del sistema si farà uso di un collegamento in fibra ottica, in configurazione entra-esce da ciascun aerogeneratore.

Lo schema di collegamento del sistema di monitoraggio segue la stessa logica dello schema di collegamento elettrico riportato nel capitolo precedente.

In particolare, si farà uso di un cavo in fibra ottica mono-modale da 12 fibre 9/125/250, idoneo alla posa interrata, di caratteristiche prestazionali tali da garantire una attenuazione del segnale minima, in modo da permettere la migliore qualità nella trasmissione delle informazioni.

Le fibre devono essere corredate di tutti gli accessori necessari alla loro giunzione ed attestazione.

8.4. SISTEMA DI TERRA

Il sistema di terra del parco eolico è costituito da una maglia di terra formata dai sistemi di dispersori dei singoli aerogeneratori e dal conduttore di corda nuda che li collega. La maglia complessiva, che si viene così a creare, consente di ottenere un valore di resistenza di terra tale da garantire un sufficiente margine di sicurezza, adeguato alla normativa vigente.

Il sistema di terra di ciascun aerogeneratore consisterà in più anelli dispersori concentrici, collegati radialmente fra loro, e collegati in più punti anche all'armatura del plinto di fondazione.

Il conduttore di terra di collegamento tra i vari aerogeneratori consiste invece in una corda di rame nudo da 50 mmq, posta in intimo contatto con il terreno.

Particolare attenzione va posta agli attraversamenti lungo il tracciato del cavidotto.

Per evitare infatti che in caso di guasto si possa verificare il trasferimento di potenziali dannosi agli elementi sensibili circostanti, quali altri sotto-servizi, acquedotti, tubazioni metalliche, ecc. ecc., verrà utilizzato in corrispondenza di tutti gli attraversamenti, da 5 m prima e fino a 5 m dopo il punto di interferenza, un cavo Giallo/Verde di diametro 95mm² del tipo FG7(O)R, opportunamente giuntato al conduttore di rame nudo, tale da garantire una resistenza pari a quella della corda di rame nudo di 50 mm².

9. SOTTOSTAZIONE ELETTRICA PRODUTTORE

Il parco eolico in progetto convoglierà l'energia prodotta verso una nuova Sottostazione Elettrica di Utente (SSEU) 150/30 kV, da ubicarsi presso il Comune di Deliceto (FG), nelle immediate vicinanze della Stazione elettrica (SE) Terna 380/150 kV esistente, connessa alla rete di trasmissione nazionale.

Nella sua configurazione, la sottostazione elettrica di utente prevede un collegamento alla limitrofa stazione Terna attraverso il sistema di cavi AT interrati, che partiranno dallo stallo AT presente nella nuova SSEU sino a giungere al castelletto cavi dedicato presso la SE Terna.

Presso la SSEU verrà realizzato un nuovo impianto AT di utente, così composto:

- n. 1 interruttore compatto PASS (sezionatore, interruttore e TA) di protezione generale
- n. 1 sistema di distribuzione in sbarre
- n. 3 TV capacitivi
- n. 3 TV induttivi
- n. 1 interruttore compatto tipo PASS (sezionatore, interruttore e TA) di protezione linea trafo;
- n. 1 trasformatore AT/MT 150/30 kV della potenza di 50/63 MVA

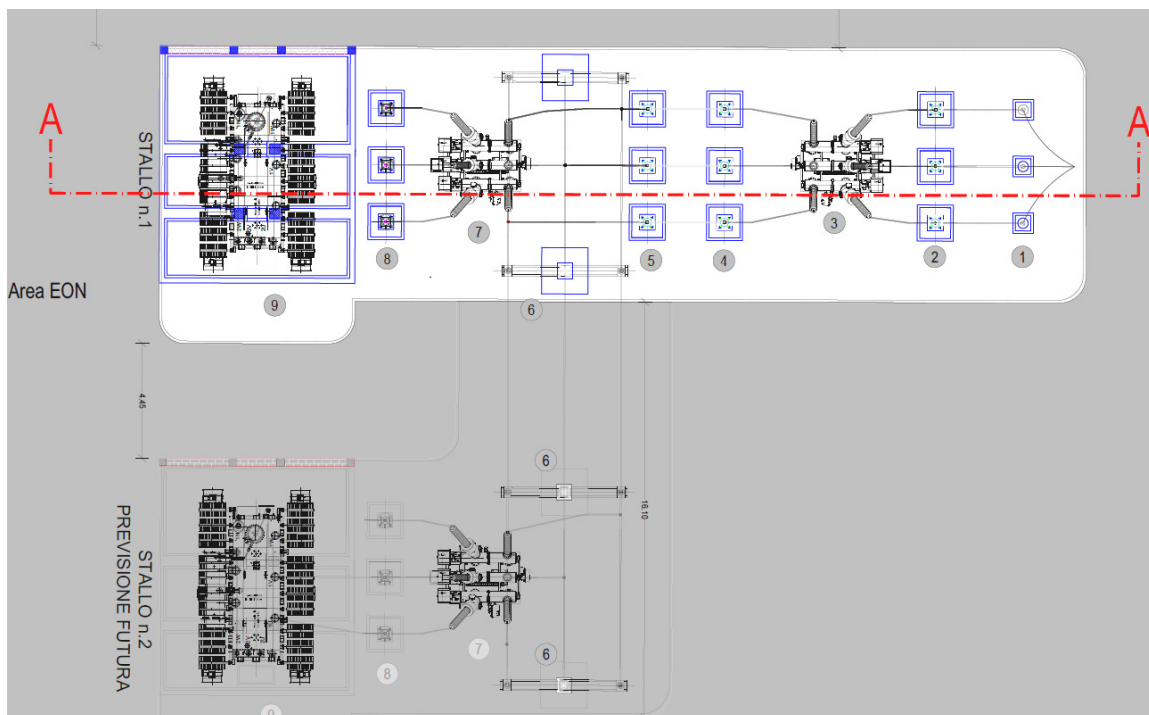


Figura 25 - Planimetria apparecchiature elettromeccaniche

L'impianto sarà completato dalla sezione MT/BT, la quale sarà composta da:

- Quadri MT generali 30kV completi di:
 - Scomparti di sezionamento linee di campo
 - Scomparti misure
 - Scomparti protezione generale
 - Scomparti trafo ausiliari
 - Scomparti protezione di riserva
- Trasformatori MT/BT servizi ausiliari 30/0,4 kV
- Quadri servizi ausiliari
- Quadri misuratori fiscali
- Sistema di monitoraggio e controllo

Verrà altresì realizzato un edificio presso la sottostazione, di dimensioni in pianta pari a 28,30 x 4,00 m, presso il quale verranno ubicati i quadri MT, i trasformatori MT/BT, nonché i quadri ausiliari oltre al locale misure e servizi.