





Impianto agrivoltaico avanzato denominato “Portomaggiore Fossa” di potenza pari a 24,97 MWp e relative opere di connessione ricadenti nei Comuni di Portomaggiore e Argenta (FE)


PTO – SSU – Relazione Preliminare di Calcolo Strutturale

					
11/2025	00	Emissione per Autorizzazione	 Ing. Alberto Silvera	Marabeti L. D'Amico G.	Boni Castagnetti F.
Data	Rev.	Descrizione Emissione	Preparato	Verificato	Approvato
Logo Committente e Denominazione Commerciale 			ID Documento Committente CoD_098_FV_00107_BGR		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale 			ID Documento Appaltatore		

Sommario

1	Premessa.....	4
2	Quadro normativo	5
2.1	Leggi	5
2.2	Decreti e ordinanze	5
2.3	Circolari	5
2.4	Eurocodici	5
3	Opere in progetto	7
3.1	Sito di costruzione.....	7
3.2	Descrizione e principali dimensioni.....	8
4	Criteri generali di progettazione	9
4.1	Periodo di riferimento di progetto.....	9
4.2	Stati limite di riferimento	9
4.3	Verifiche della sicurezza e delle prestazioni.....	9
4.3.1	Stati limite ultimi	9
4.3.2	Stati limite di esercizio.....	10
4.4	Geologia e Geotecnica	11
4.4.1	Relazione d'indagine.....	11
4.4.2	Il modello geotecnico.....	11
5	Caratteristiche dei materiali	14
5.1	Calcestruzzi ordinari in opera	14
5.1.1	Classe di resistenza e parametri meccanici	14
5.1.2	Classe di esposizione ambientale.....	14
5.1.3	Classe di consistenza.....	15
5.2	Copriferri.....	15
5.3	Acciai per cemento armato	16
5.3.1	Armatura lenta per conglomerato armato	16
5.4	Acciai da carpenteria metallica	17
5.4.1	Disposizioni generali.....	17
5.4.2	Classificazione delle opere.....	17
5.4.3	Classe di resistenza e parametri meccanici	17
5.4.4	Bullonature.....	17


5.4.5	Zincatura a caldo	18
6	Azioni ed analisi dei carichi	19
6.1	Azione sismica	19
6.1.1	Generalità	19
6.1.2	Localizzazione della struttura e periodo di riferimento	19
6.1.3	Pericolosità sismica di base.....	19
6.1.4	Valutazione dell'azione sismica locale	20
6.1.5	Spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali	20
6.1.6	Spettro elastico in accelerazione delle componenti verticali	21
6.2	Azioni del vento	22
6.2.1	Pressione cinetica di riferimento.....	22
6.2.2	Coefficienti di topografia e di esposizione	22
6.2.3	Coefficienti aerodinamici.....	22
6.3	Azioni delle neve	23
6.3.1	Carico neve al suolo.....	23
6.3.2	Coefficienti di esposizione e termico.....	23
6.3.3	Coefficienti di forma	23
6.3.4	Carico neve sulla copertura.....	23
6.4	Azione termica	24
6.5	Analisi dei carichi	25
6.5.1	Pesi unitari dei materiali	25
6.5.2	Carichi su traformatore e pesi propri.....	25
6.6	Combinazioni per verifiche SLU e SLE	26
7	Verifica massime sollecitazioni	27
7.1	Massime Sollecitazioni SLU e SLV.....	27
7.2	Verifica del Micropalo di fondazione	29

	ID Documento Committente CoD_098_FV_00107_BGR	Pagina 4 / 30
		Numero Revisione
		00

1 Premessa

Costituisce oggetto del presente documento è la relazione di calcolo preliminare delle strutture di fondazione del traformatore tipico in installazione presso la SSU 36/132 kV di elevazione, associata all’Impianto agrivoltaico avanzato denominato “Portomaggiore Fossa” - di potenza pari a 24,97 MWp, Comuni di Portomaggiore e Argenta (FE)

La presente relazione, descrittiva e di calcolo, è redatta in conformità alle prescrizioni del capitolo 10 del D.M. 17/1/18, “*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*” ed è comprensiva di una descrizione generale dell'opera, della caratterizzazione sismica del sito e dei criteri generali di analisi e verifica.

	ID Documento Committente CoD_098_FV_00107_BGR	Pagina 5 / 30
		Numero Revisione
		00

2 Quadro normativo

Il dimensionamento e le verifiche statiche degli elementi strutturali sono stati eseguiti nel rispetto delle norme vigenti indicate di seguito ed in particolare del D.M. 17 gennaio 2018 «*Aggiornamento delle 'Norme tecniche per le costruzioni'*».

2.1 Leggi

- L. 05.11.1971, n. 1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- L. 02.02.1974, n. 64, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

2.2 Decreti e ordinanze

- R.D. 25.05.1895, n. 350, “Regolamento per la direzione, contabilità, collaudazione dei lavori dello Stato che sono nelle attribuzioni del ministero dei lavori pubblici”
- D.M. 20.11.1987, “Norme per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”
- D.M. 03.12.1987, “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”
- D.M. 17.01.2018, aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- D.P.R. n. 285 del 10 settembre 1990

2.3 Circolari

- Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974, n. 11951, “Applicazione della Legge 05.11.1971, n. 1086”.
- Circ. Min. LL.PP. 31.07.1979, n. 19581, “Legge 05.11.1971, n. 1086, art. 7 - Collaudo statico”
- Circ. Min. LL.PP. 23.10.1979, n. 19777, “Competenza amministrativa: Legge 05.11.1971, n. 1086; Legge 02.02.1974, n. 64”
- Circ. Min. LL.PP. 1988, n. 30483, “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” laddove non in contrasto con il DM 17/01/2018
- Circ. MINISTERO della SANITA' n. 24 del 24.06.1993

2.4 Eurocodici

- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici
- UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti
- UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
- UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

3 Opere in progetto

3.1 Sito di costruzione


Localizzazione della struttura		
	Comune	PORTOMAGGIORE
	Provincia	FERRARA
	Regione	EMILIA-ROMAGNA
	Longitudine	11.778056 E
	Latitudine	44.676111 N
	Altitudine	11 m s.l.m.

Tabella 1 - Localizzazione del sito di costruzione

3.2 Descrizione e principali dimensioni

Oggetto del presente documento è la verifica preliminare delle fondazioni del trasformatore previsto in installazione presso al SSU 36/132kV di Elevazione.

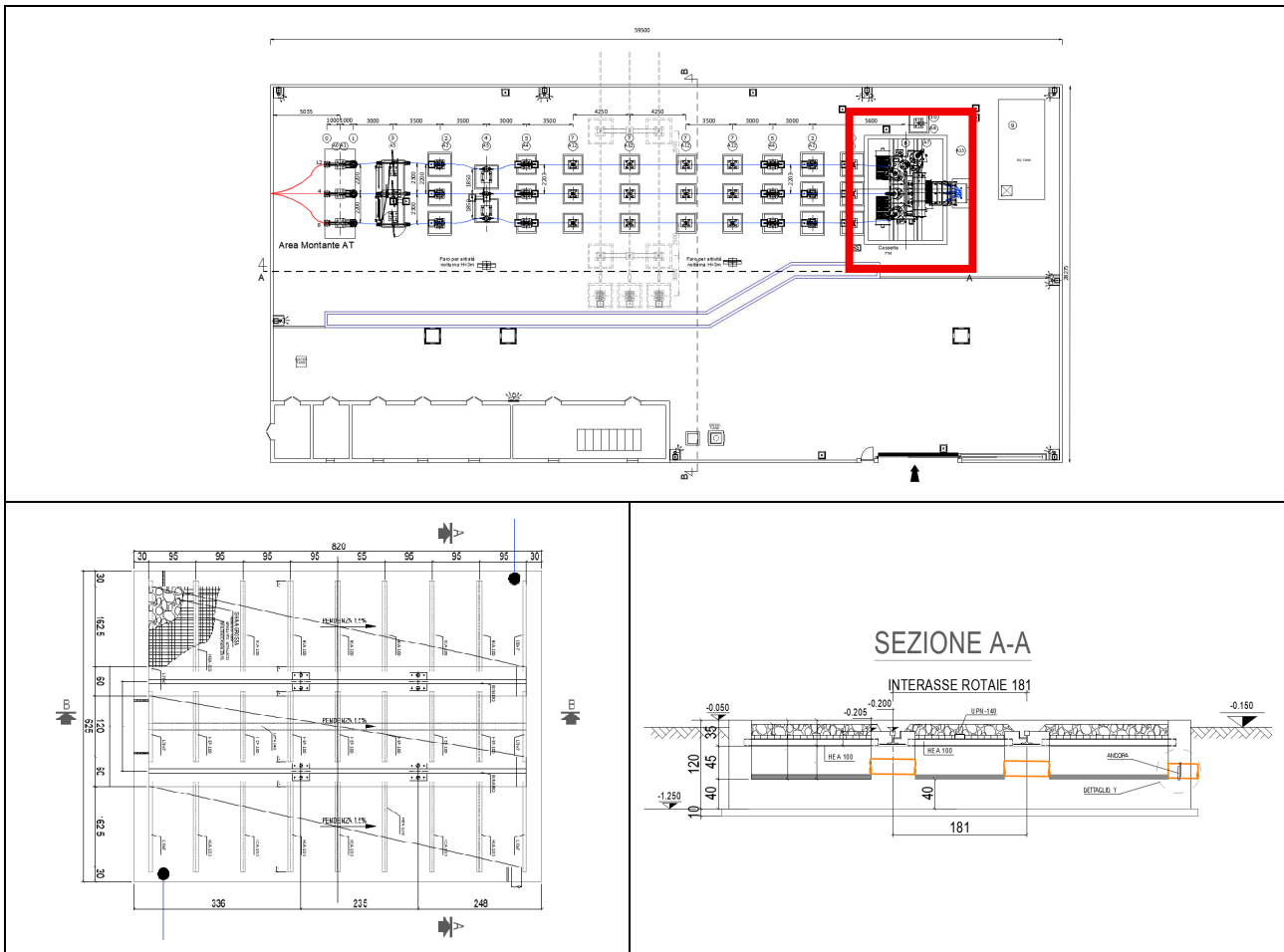


Tabella 2 - Principali dimensioni delle fondazioni del trasformatore

Le fondazioni del trasformatore sono di tipo standardizzato e prevedono 2 travi rovesce alle quali vengono fissati i binari per installazione del trasformatore. Nell'intorno viene in seguito realizzata una struttura, c.a., dedicata al contenimento degli oli (anche ad alte temperature) risultato di eventuali sversamenti eccezionali.

Vista la natura del terreno e dei carichi, le verifiche preliminari portano all'integrazione di fondazioni profonde, nello specifico micropali, finalizzati principalmente alla limitazione dei cedimenti totali e differenziali.

4 Criteri generali di progettazione

4.1 Periodo di riferimento di progetto

Sulla scorta di quanto precedentemente indicato a seguire i principali parametri per la verifica strutturale con riferimento all'azione sismica ed alla durabilità.

Vita V_N [anni]	Classe d'uso	Coefficiente d'uso	Periodo V_R [anni]
50	IV	2.0	100

Tabella 3 - Vita nominale di progetto, classe d'uso e periodo di riferimento

4.2 Stati limite di riferimento

Stati limite		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT			DUT		

Tabella 4 - Stati limite di riferimento

4.3 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

4.3.1 Stati limite ultimi

Per la situazione permanente e transitoria si verifica che l'azione sollecitante di calcolo S_d sia inferiore alla resistenza ultima di calcolo R_d . Le azioni sollecitanti di calcolo vanno calcolate secondo la seguente formulazione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P_k è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione base di ogni combinazione;
- Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- γ_g = 1,3/1,5 (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- γ_P = 0,9 (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);
- γ_q = 1,5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo SLU

4.3.2 *Stati limite di esercizio*

Per le verifiche di stati limite di esercizio si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

Combinazione rara:
$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum(\psi_{0,i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazione frequente:
$$F_r = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazione quasi permanente:
$$F_r = G_k + P_k + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

$\gamma_g \quad \gamma_p = \gamma_q = 1.0$

ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei

ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

4.4 Geologia e Geotecnica

4.4.1 Relazione d'indagine

Per quanto riguarda stratigrafia, parametri e caratteristiche del terreno fare riferimento all'elaborato CoD_098_FV_00065_BCR: *'Impianto agrivoltaico avanzato denominato "Portomaggiore Fossa" di potenza pari a 24,97 MWp e relative opere di connessione ricadenti nei Comuni di Portomaggiore e Argenta (FE) - Relazione Geologica-Geotecnica Sismica del Novembre 2025 a firma del Dott. Geol. Cristian Borra.*

La relazione è comprensiva dei risultati di indagini geognostiche in situ eseguite nel giugno 2025.

4.4.2 Il modello geotecnico

Oltre a tutte le indagini finalizzate alla caratterizzazione dei terreni di fondazione delle aree oggetto di installazione degli impianti fotovoltaici, sono state eseguite indagini geologiche dedicate al lotto nel quale è prevista la realizzazione della SSU 36/132kV.

Nello specifico sono state realizzate:

- n. 1 prove penetrometriche dinamiche.
- n. 1 prove di caratterizzazione sismica tipo MASW

Prove penetrometriche



PROVA P15

Strumento utilizzato	DPH
Prova eseguita in data	13/08/2025
Profondità prova	10,20 m
Falda rilevata	

Prove penetrometriche

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,30	11	0,853	40,71	47,74	2,04	2,39
0,60	9	0,847	33,09	39,06	1,65	1,95
0,90	7	0,842	25,57	30,38	1,28	1,52
1,20	6	0,836	20,50	24,51	1,02	1,23
1,50	7	0,831	23,77	28,59	1,19	1,43
1,80	8	0,826	27,00	32,68	1,35	1,63
2,10	5	0,822	15,85	19,29	0,79	0,96
2,40	6	0,817	18,92	23,15	0,95	1,16
2,70	5	0,813	14,85	18,27	0,74	0,91
3,00	4	0,809	11,82	14,62	0,59	0,73
3,30	9	0,805	26,47	32,89	1,32	1,64
3,60	15	0,751	41,17	54,82	2,06	2,74
3,90	16	0,747	41,51	55,56	2,08	2,78
4,20	19	0,744	49,06	65,97	2,45	3,30
4,50	16	0,740	41,13	55,56	2,06	2,78
4,80	16	0,737	39,00	52,91	1,95	2,65
5,10	15	0,734	36,41	49,60	1,82	2,48
5,40	18	0,731	41,54	56,82	2,08	2,84
5,70	22	0,678	47,10	69,44	2,35	3,47
6,00	26	0,675	55,44	82,07	2,77	4,10
6,30	16	0,723	34,92	48,31	1,75	2,42
6,60	18	0,720	39,15	54,35	1,96	2,72
6,90	22	0,668	44,37	66,43	2,22	3,32
7,20	20	0,716	43,22	60,39	2,16	3,02
7,50	23	0,663	44,15	66,55	2,21	3,33
7,80	23	0,661	44,01	66,55	2,20	3,33
8,10	21	0,659	38,46	58,33	1,92	2,92
8,40	25	0,657	45,64	69,44	2,28	3,47
8,70	21	0,655	38,23	58,33	1,91	2,92
9,00	29	0,653	52,64	80,56	2,63	4,03
9,30	25	0,652	43,52	66,77	2,18	3,34
9,60	28	0,650	48,61	74,79	2,43	3,74
9,90	30	0,648	51,94	80,13	2,60	4,01
10,20	30	0,647	49,89	77,16	2,49	3,86

Tabella 5 - Risultati prove penetrometriche

Tutto ciò premesso si riportano nella tabella seguente i principali parametri meccanici così come stimati nella relazione geologica, sulla base delle risultanze d'indagine.

Strato	Profondità massima	Nspt	Tipo	Classificazione A.G.I.	γ	γ_{sat}	φ'	C	Eed	Ey	ν	G	K_0
	m da p.c.				t/m³	t/m³	°	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²		kg/cm²	
1	0,0 – 3,0	< 5	Coesivo	Mod. consistente	1,7	1,9	22	0,3	50	50	0,34	250	0,9
2	> 3,0	> 10	Coesivo	Molto consistente	2,1	2,2	30	1,0	155	150	0,32	900	3,0

dove:

Nspt : numero colpi riferibili ad una prova SPT

γ : peso di volume

γ_{sat} : peso di volume saturo

φ : angolo di attrito

C: coesione non drenata

Eed: modulo edometrico

Ey: modulo di Young

ν : modulo di Poisson

G: modulo di deformazione a taglio dinamico

K_0 : modulo di reazione

Come riportato nella relazione geotecnica citata i valori sono da intendersi come caratteristici. Il livello di falda di progetto è individuato a $-2.0 m$ dal *P.C.*

5 Caratteristiche dei materiali

5.1 Calcestruzzi ordinari in opera

I basamenti sono previsti in getti armati in opera le cui caratteristiche sono riassunte nelle tabelle seguenti. Rimane a discrezione della DL la scelta di eventuali trattamenti superficiali.

5.1.1 Classe di resistenza e parametri meccanici

ID	Descrizione	Valori
Classe di resistenza		C30/37
R_{ck}	Resistenza cubica caratteristica a compressione	37.0 MPa
f_{ck}	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	30.0 MPa
f_{cm}	Resistenza cilindrica media a compressione $f_{ck} + 8$	45.0 MPa
f_{ctm}	Resistenza media a trazione semplice $0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.90 MPa
f_{efm}	Resistenza media a trazione per flessione $1.2 \cdot f_{ctm}$	3.48 MPa
E_{cm}	Modulo elastico	32837 MPa
α_t	Coefficiente di dilatazione termica	$1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Tabella 6 - Parametri meccanici per getti di di basamenti

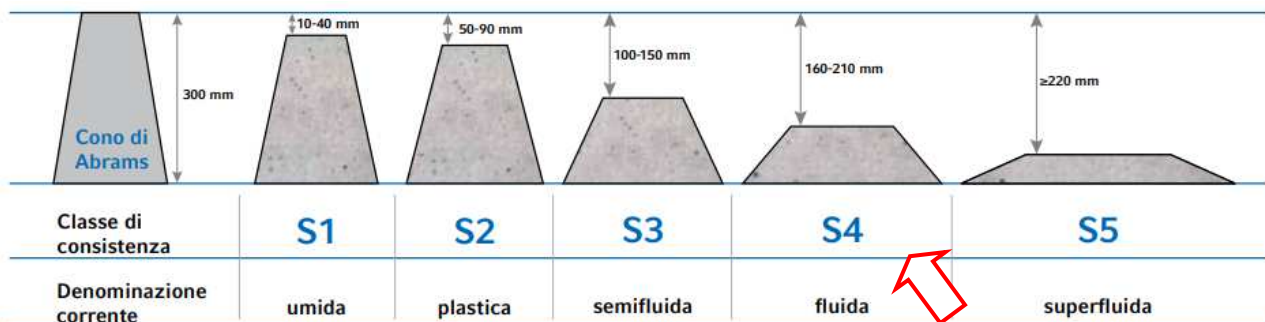
5.1.2 Classe di esposizione ambientale

Classe esposizione	Descrizione dell'ambiente	Esempi	a/c	Cem	Classe [MPa]	Aria	Copriferro [mm]
<i>Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione</i>							
XC1	Secco o permanentemente bagnato	CLS per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	0.65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in CLS a contatto con acqua per lungo tempo (fondazioni)	0.6	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	CLS per interni con umidità relativa moderata o alta; CLS all'esterno protetto dalla pioggia	0.55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici in CLS a contatto con l'acqua, non nella classe XC2	0.50	300	C30/37	-	30
<i>Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza sali disgelanti</i>							
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in CLS esposte alla pioggia e al gelo	0.55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali di CLS di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei Sali disgelanti	0.55	300	C25/30	4.0*	30

Classe esposizione	Descrizione dell'ambiente	Esempi	a/c	Cem	Classe [MPa]	Aria	Copriferro [mm]
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelati	Superfici orizzontali in CLS esposte alla pioggia e al gelo	0.50	320	C30/37	4.0*	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di Sali disgelati o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai Sali disgelanti. Superfici in CLS esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	0.45	340	C30/37	4.0*	40
<i>Attacco chimico</i>							
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (v. prospetto 2 della EN 206)	-	0.55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (v. prospetto 2 della EN 206)	-	0.50	320**	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (v. prospetto 2 della EN 206)	-	0.45	360**	C35/45	-	40
(*) aggregati resistenti al gelo/disgelo							
(**) cemento resistente ai solfati							

Tabella 7 - Classe di esposizione ambientale calcestruzzi ordinari

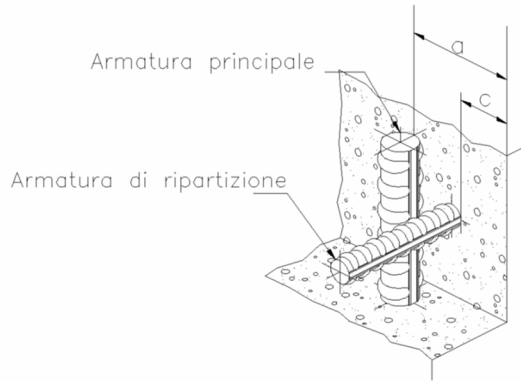
5.1.3 Classe di consistenza



5.2 Copriferri

Il copriferro minimo deve essere determinato sia in funzione della classe di esposizione ambientale che della resistenza al fuoco.

Le relative normative di riferimento sulla resistenza al fuoco (*Decreto 16 del Febbraio 2007 sulla "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"*) e sulla durabilità del calcestruzzo (UNI EN 1992-1-1:2005) definiscono i valori di copriferro minimi da rispettare per garantire le prestazioni richieste. I copriferri sono definiti in maniera differente.



Per la durabilità il valore di cospirfero minimo fa riferimento a:

c = distanza tra il lembo esterno di calcestruzzo ed il filo esterno della barra di armatura di ripartizione;

Per la resistenza al fuoco il valore di cospirfero minimo fa riferimento a:

$a = c + \varnothing_r + \varnothing_p/2$ ossia alla distanza tra il lembo esterno di calcestruzzo e l'asse della barra d'armatura principale

I cospirferi minimi da adottare sono riportati nella tabella seguente.

ID	Descrizione	Valori
c_{min}	Strutture di fondazione	40.0 mm


Tabella 8 - Cospirferi per getti in fondazione

5.3 Acciai per cemento armato

5.3.1 Armatura lenta per conglomerato armato

ID	Descrizione	Valori
Tipo di acciaio		B450C
f_{yk}	Tensione caratteristica di snervamento	450 MPa
f_{tk}	Tensione caratteristica di rottura	540 MPa
A_{gtk}	Allungamento	$\geq 7.5\%$
E	Modulo elastico	210000 MPa
\varnothing_{min}	Minimo diametro impiegato	8 mm
\varnothing_{max}	Massimo diametro impiegato	32 mm

Tabella 9 - Parametri meccanici acciaio d'armatura lenta

	ID Documento Committente CoD_098_FV_00107_BGR	Pagina 17 / 30
		Numero Revisione
		00

5.4 Acciai da carpenteria metallica

5.4.1 Disposizioni generali

Ad ogni componente di acciaio strutturale, come specificato dalle norme UNI EN 1090-1, dovrà essere applicata la marcatura CE. Il simbolo di marcatura CE da applicare deve essere conforme alla direttiva 93/68/CE e deve apparire sul componente, oppure può essere applicato sull'etichetta di accompagnamento, sull'imballaggio o sui documenti commerciali.

La marchiatura CE deve contenere tutte le informazioni contenute nei paragrafi ZA.1, ZA.3.1 e ZA.3.4 della UNI EN 1090-1.

Rimangono a carico della Direzione dei Lavori i controlli di accettazione in cantiere come stabilito dalle NTC2018 paragrafo 11.3.4.11.3.

5.4.2 Classificazione delle opere

Ai sensi dell'Eurocodice 3, considerando una classe di importanza CC2 ed una tipologia di carico "Carichi statici o quasi statici o struttura sismica DCL (bassa duttilità)" (ex categoria di servizio SC1), la classe di esecuzione delle opere risulta essere pari a **ECX2**.

5.4.3 Classe di resistenza e parametri meccanici

Per la realizzazione di strutture metalliche si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219 (per i tubi saldati) come da Prospetto 2 della UNI EN 1090-2, recanti la marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, come specificato al Prospetto ZA.2 della UNI EN 1090-1.


ID	Descrizione	Valori
Tipo di acciaio da carpenteria		S275 JR
t	Spessore nominale dell'elemento	≤ 40 mm
f_{yk}	Tensione caratteristica di snervamento	275 MPa
f_{tk}	Tensione caratteristica di rottura	430 MPa
E	Modulo elastico	210000 MPa
ν	Coefficiente di Poisson	0.3
G	Modulo di elasticità trasversale $E/2 \cdot (1 + \nu)$	80769 MPa
α_t	Coefficiente di dilatazione termica	$1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Tabella 10 - Parametri meccanici acciaio da carpenteria metallica

5.4.4 Bullonature

I bulloni, conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016 e UNI 5592, devono appartenere alle classi della norma UNI EN ISO 898, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XIIIa delle NTC2018. Le tensioni di snervamento e di rottura dei bulloni sono riportate nella Tab. 11.3.XIII.b delle NTC2018.

I bulloni da impiegare devono essere del tipo a filettatura ridotta, per i quali la lunghezza del gambo pieno è pari alla somma degli spessori degli elementi chiusi dal bullone, in modo che tutte le sezioni di taglio del bullone siano comprese nella lunghezza del gambo non filettato.

	ID Documento Committente CoD_098_FV_00107_BGR	Pagina 18 / 30
		Numero Revisione
		00

Tra la superficie di appoggio del dado e la parte non filettata del gambo deve restare in evidenza almeno un filetto completo (in aggiunta al filetto di fuoriuscita).

La Classe dei bulloni da utilizzare, come indicato negli elaborati grafici di progetto, è la seguente.

ID	Descrizione	Valori
Tipo bullone		Alta resist.
	Classe vite	8.8
	Classe dado (EN ISO 4032 / EN 24032)	8
f_{yb}	Tensione caratteristica di snervamento	649 MPa
f_{ub}	Tensione caratteristica di rottura	800 MPa

Tabella 11 - Parametri meccanici bullonature

5.4.5 Zincatura a caldo

La zincatura a caldo è il procedimento di ricopertura con zinco, per mezzo della immersione dei pezzi lavorati nello zinco fuso, per permettere che tra il pezzo da proteggere e lo strato di zinco si possano formare degli strati di lega.

Prima del procedere con la zincatura il pezzo deve essere accuratamente pulito, sgrassato e sottoposto a decapaggio. Tutte le lacune di saldatura devono essere sigillate prima del decapaggio per impedire la penetrazione dell'acido.

Le superfici devono essere preparate in conformità alla EN ISO 8501 e alla EN ISO 1461.

È necessario prevedere fori di sfiato e scarico nei pezzi che saranno sottoposti a zincatura.

Lo spessore dello strato protettivo dovrà essere quello prescritto dalla norma EN ISO 1461.

Le metodologie da seguire nell'esecuzione della zincatura ed i sistemi di controllo del manufatto finito dovranno rispettare le prescrizioni della norma EN ISO 1461 e EN ISO 14713.

6 Azioni ed analisi dei carichi

6.1 Azione sismica

6.1.1 Generalità

L'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, è la pericolosità sismica di base del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza, nel periodo di riferimento.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo presente nel sito di costruzione e della morfologia della superficie. Le modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

6.1.2 Localizzazione della struttura e periodo di riferimento

Parametri di localizzazione	
Comune	PORTOMAGGIORE
Provincia	FERRARA
Regione	EMILIA-ROMAGNA
Longitudine	11.778056 E
Latitudine	44.676111 N
Altitudine	11 m s.l.m.

Tabella 12 - Parametri di localizzazione

Vita V_N [anni]	Classe d'uso	Coefficiente d'uso	Periodo V_R [anni]
50	IV	2.0	100


Tabella 13 - Periodo di riferimento per l'azione sismica

6.1.3 Pericolosità sismica di base

I parametri per le forme spettrali sono riassunti nella tabella seguente, in cui si riporta contestualmente, per ciascuna probabilità di superamento e ciascuno stato limite considerato, il periodo di ritorno dell'azione sismica, quale parametro caratterizzante la pericolosità sismica.

Stato limite	P_{ver} [%]	TR [anni]	a_g [g]	F_o	T^*_c [sec]	F_v
SLO	81	60	0.059	2.477	0.277	0.815
SLD	63	101	0.077	2.556	0.269	0.958
SLV	10	950	0.204	2.534	0.279	1.547
SLC	5	1950	0.269	2.463	0.290	1.724

Tabella 14 - Pericolosità sismica di base

	ID Documento Committente CoD_098_FV_00107_BGR	Pagina 20 / 30
		Numero Revisione
		00

6.1.4 Valutazione dell'azione sismica locale

Si denomina risposta sismica locale l'azione sismica quale emerge in superficie a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Le modifiche citate corrispondono a:

- effetti stratigrafici, legati alla stratigrafia, alla proprietà meccanica dei terreni;
- effetti topografici, legati alla topografia del piano campagna.

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati nel caso in cui l'azione sismica in superficie è descritta dall'accelerazione massima o dallo spettro elastico di risposta, valutando preliminarmente gli effetti stratigrafici e topografici. Si riporta la seguente tabella di caratterizzazione del sito e del sedime di fondazione da un punto di vista sismico.

ID	Categoria	Descrizione
Sottosuolo	D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s
Topografia	T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Tabella 15 - Categorie di sottosuolo e topografiche

È possibile la determinazione dei coefficienti correttivi, distinti per sisma orizzontale e verticale.

Stato limite	S_{SO}	S_{SV}	S_T	C_C	S_o	S_v
SLO	1.800	1.0	1.0	2.375	1.800	1.0
SLD	1.800	1.0	1.0	2.409	1.800	1.0
SLV	1.623	1.0	1.0	2.365	1.623	1.0
SLC	1.406	1.0	1.0	2.322	1.406	1.0

Tabella 16 - Coefficienti di amplificazione topografica e stratigrafica

Il moto sismico di ciascun punto del suolo al di sotto della costruzione può essere decomposto in componenti secondo tre direzioni ortogonali. Per ciascuna componente dell'azione sismica viene fornita una rappresentazione mediante spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%. Ritenendo la costruzione di dimensioni limitate si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della stessa.

6.1.5 Spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Per ciascuno degli stati limite considerati si riportano i valori dei periodi notevoli dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.

Stato limite	T_B	T_C	T_D
SLO	0.219	0.658	1.838
SLD	0.216	0.649	1.908
SLV	0.220	0.661	2.418
SLC	0.224	0.673	2.676

Tabella 17 - Periodi notevoli per lo spettro di risposta elastico orizzontale

Per ciascuno degli stati limite considerati si riportano i valori delle accelerazioni spettrali per i periodi notevoli su calcolati.

Stato limite	$S_e(T_0)$	$S_e(T_B)$	$S_e(T_C)$	$S_e(T_D)$
SLO	0.107	0.265	0.265	0.095
SLD	0.139	0.355	0.355	0.121
SLV	0.332	0.841	0.841	0.230
SLC	0.378	0.932	0.932	0.234

Tabella 18 - Accelerazioni spettrali in componente orizzontale per periodi notevoli

I valori calcolati valgono per entrambe le direzioni principali nel piano orizzontale.

6.1.6 Spettro elastico in accelerazione delle componenti verticali

Si riportano i valori dei periodi notevoli dello spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale.

Stato limite	T_B	T_C	T_D
SLO	0.005	0.150	1.000

Tabella 19 - Periodi notevoli per lo spettro di risposta elastico verticale

Si riportano i valori delle accelerazioni spettrali per i periodi notevoli su calcolati.

Stato limite	$S_e(T_0)$	$S_e(T_B)$	$S_e(T_C)$	$S_e(T_D)$
SLO	0.020	0.048	0.048	0.007
SLD	0.029	0.074	0.074	0.011
SLV	0.125	0.316	0.316	0.047
SLC	0.188	0.464	0.464	0.070

Tabella 20 - Accelerazioni spettrali in componente verticale per periodi notevoli

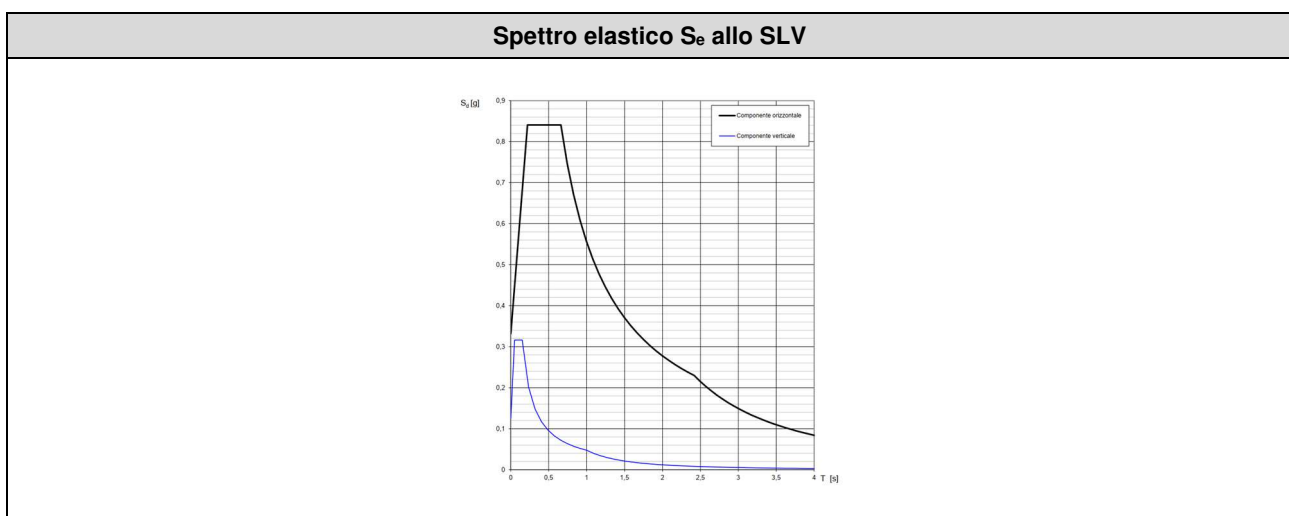



Tabella 21 - Spettri elastici in componente orizzontale e verticale allo SLV

	ID Documento Committente CoD_098_FV_00107_BGR	Pagina 22 / 30
		Numero Revisione
		00

6.2 Azioni del vento

6.2.1 Pressione cinetica di riferimento

Nella tabella seguente si riportano i parametri utili alla determinazione della velocità di riferimento del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Zona vento	V _{b0} (m/s)	A ₀ (m)	k _s
1	25	1000	0.40

Tabella 22 - Parametri per velocità vento

Essendo il sito ad un'altitudine inferiore a 1'000 m, ne conseguono i seguenti valori di velocità e pressione di riferimento per il tempo di ritorno di 50 anni.

ID	Descrizione	Valori
v _b (50)	velocità di riferimento	25.0 m/s
α _R (T _R)	coeff. Correttivo $0.75 \cdot \{1 - 0.2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_R)]\}^{0.5}$ (CNR - DT 207 R1/2018)	1.0
v _b (T _R)	velocità di riferimento α _R · v _b (100)	25.0 m/s
q _b	pressione cinetica di riferimento $1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$	0.39 kN/m ²

Tabella 23 - Pressione cinetica di riferimento

6.2.2 Coefficienti di topografia e di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza dell'edificio, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito. Nella tabella seguente si riportano i parametri utili alla determinazione di tale coefficiente.

Classe di rugosità terreno	Cat. di esposizione del sito	k _r	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)
D	II	0.19	0.05	4

Tabella 24 - Parametri per coefficiente di esposizione


Per le diverse quote si hanno i seguenti coefficienti di esposizione.

ID	Descrizione	Valori
z _{min}	altezza sul suolo massima $z = z_{min}$	6
c _t	coeff. di topografia	1
c _e (4)	coeff. di esposizione $k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(4/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(4/z_0)]$	1.80

Tabella 25 - Coefficienti di topografia e di esposizione

6.2.3 Coefficienti aerodinamici

La correzione del valore di pressione cinetica di riferimento in relazione all'aerodinamicità del fabbricato dovrà avvenire mediante coefficienti di forma validi per il caso di edifici a pianta rettangolare.

	ID Documento Committente CoD_098_FV_00107_BGR	Pagina 23 / 30
		Numero Revisione
		00

6.3 Azioni delle neve

6.3.1 Carico neve al suolo

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Per il caso in esame, considerando una quota sul livello del mare < 200 m, ed assumendo valori associati ad un periodo di ritorno di 50 anni, si riporta la seguente tabella.

ID	Descrizione	Valori
	zona neve	II
q_{sk}	carico neve al suolo per $a_s > 200$: $1.39 \cdot [1 + (a_s/728)^2]$	1.00 kN/m ²
C_{tr}	coefficiente amplificativo per periodo di ritorno	1.0
$q_{sk}(50)$	carico neve al suolo	1.00 kN/m ²

Tabella 26 - Carico neve al suolo

6.3.2 Coefficienti di esposizione e termico

In funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera e considerando nulle, a favore di sicurezza, le perdite di calore dell'edificio sono stati assunti i coefficienti di cui alla seguente tabella.

Topografia	C_E	C_t
Normale: assenza di rimozione di neve da fattori esterni	1	1

Tabella 27 - Coefficienti di esposizione e termico

6.3.3 Coefficienti di forma

Si riportano in tabella i coefficienti di forma validi per il caso di copertura piana.

ID	Descrizione	Valori
α_1	pendenza prima falda	0.00
$\mu_1(\alpha_1)$	per $\alpha < 30^\circ$	0.80

Tabella 28 - Coefficienti di forma

6.3.4 Carico neve sulla copertura

Il carico neve si ottiene mediante correzione del valore di carico neve al suolo con i coefficienti calcolati in precedenza, assumendo che la neve non sia impedita a scivolare.

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

dove q_s è il carico della neve, μ_i è il coefficiente di forma della copertura, q_{sk} è il valore caratteristico del carico neve al suolo e C_E , C_t rispettivamente il coefficiente di esposizione e quello termico. Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento (Caso I)
- carico da neve depositata in presenza di vento (Caso II, Caso III)


Si assume inoltre che la neve non sia impedita a scivolare. Nella tabella seguente si riassumono i carichi neve distinti per ciascuna delle disposizioni previste.

$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_E \cdot c_t$	$\mu_1 (\alpha_1) \cdot q_{sk}$	$\mu_1 (\alpha_2) \cdot q_{sk}$	$0.5 \cdot \mu_1 (\alpha_1) \cdot q_{sk}$	$0.5 \cdot \mu_1 (\alpha_2) \cdot q_{sk}$
	kN/m ²			
Caso I	0.80			
Caso II				
Caso III				

Tabella 29 - Condizioni di carico neve

6.4 Azione termica

Per la verifica delle strutture principali, l'influenza della variazione termica viene valutata come tipica per strutture in c.a. esposte e pertanto pari a +/- 15°, mentre per le verifiche di dettaglio sarà valutata pari a +/- 25° (azione tipica per strutture in acciaio esposte).

	ID Documento Committente CoD_098_FV_00107_BGR	Pagina 25 / 30
		Numero Revisione
		00

6.5 Analisi dei carichi

I carichi ed azioni agenti sulla struttura sono:

- Pesi propri
- Sovraccarichi permanenti
- Sovraccarichi variabili antropici
- Azione ambientali: Vento, Carico Neve, Azione Termica
- Azione Sismica

Per l'analisi specifica, i carichi esterni dovranno essere combinati e trasmessi, per ciascun punto di ancoraggio, dal fornitore del trasformatore. L'analisi ripostata di seguito rappresenta una stima realistica di quelli che saranno i carichi di progetto

6.5.1 Pesi unitari dei materiali

ID	Descrizione	Valori
01	Calcestruzzo ordinario	24.0 kN/m ³
02	Calcestruzzo armato	25.0 kN/m ³
03	Acciaio da carpenteria	78.5 kN/m ³

Tabella 30 - Pesi unitari dei materiali

Per tutti i pesi non considerati si rimanda alle NTC § 3.1.3.1, Tabella 3.1.I.

6.5.2 Carichi su traformatore e pesi propri

Segue la tabella riassuntiva della stima dei carichi per i basamenti. I carichi riportati si intendono stimati, e sono da verificare in sede di progetto esecutivo sulla scorta delle macchine individuate ed approvate.

ANALISI DEI CARICHI		
ID	Descrizione	Valori
g_{k01}	Peso proprio delle fondazioni	Come da schema grafico
g_{k11}	Peso complessivo trafo a pieno carico di olio	61.000kg
q_{k2}	Variabili da azioni esterne	Vedere tabella sotto riportata

Tabella 31 - Analisi dei carichi Trafo

	Azioni esterne (TRAFO)				
	Peso proprio	Sforzi espressi in N, Momenti in Nm			
		cto cto	sisma	carico morsetti	Vento
Azione assiale lungo Z				800	
Taglio lungo asse X				800	
Taglio lungo asse Y				800	
Momento flettente attorno X					
Momento flettente attorno Y					

6.6 Combinazioni per verifiche SLU e SLE

Per la situazione permanente e transitoria si verifica che l'azione sollecitante di calcolo S_d sia inferiore alla resistenza ultima di calcolo R_d . Le azioni sollecitanti di calcolo vanno calcolate secondo la seguente formulazione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P_k è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione base di ogni combinazione;
- Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_g = 1,3$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_p = 0,9$ (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);
- $\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo SLU

Per lo SLU le azioni sono calcolate considerando un coefficiente $\gamma_g = 1.3$ anche per gli impianti installati in quanto trattasi di carico unitario noto. Per le verifiche di stati limite di esercizio si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione rara: $F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum (\psi_{0,i} \cdot Q_{ki})$
- Combinazione frequente: $F_r = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum (\psi_{2,i} \cdot Q_{ki})$
- Combinazione quasi permanente: $F_r = G_k + P_k + \sum (\psi_{2,i} \cdot Q_{ki})$

dove:

- $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1.0$
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

7 Verifica massime sollecitazioni

Viste le azioni riportate ai precedenti capitoli si è proceduto con una valutazione delle pressioni massime trasmesse al terreno e, viste i livelli di pressione in gioco, il dimensionamento dei micropali necessari per supportare la nuova installazione rispettando sia i parametri di resistenza del terreno che i massimi cedimenti ammissibili per bibliografia.

7.1 Massime Sollecitazioni SLU e SLV

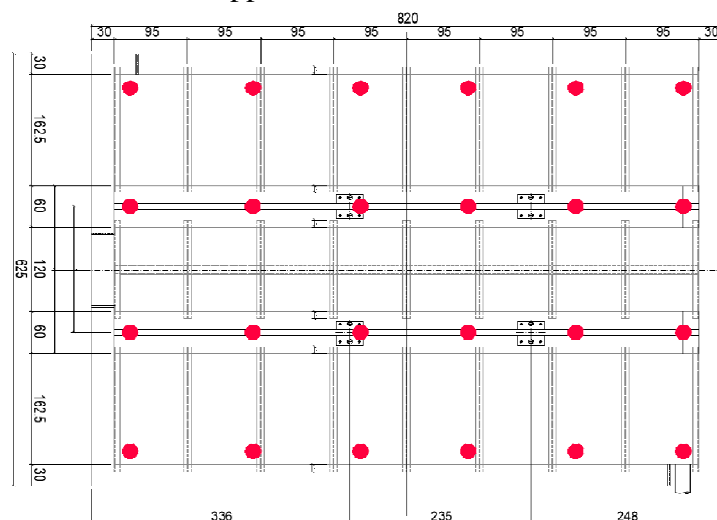
Come da analisi dei carichi, nella condizione più sfavorevole si ha:

- Pesi propri traformatore a pieno carico: 61.000kg
- Pesi propri fondazioni ed elementi su esse appoggiate (griglie e massicciata): 98.000kg
- Azioni esterne da tabella (trascurabili rispetto ai carichi sopra esposti)
- Azione orizzontale sismica in condizione SLV= $61.000 \times 0.841 = 51.300$ kg applicati nel centro di massa del traformatore, posizionato a circa 3 metri dal piano di fondazione

Seguono i seguenti valori massimi delle pressioni sul terreno nelle diverse combinazioni di carico ed in assenza di micropali.

dimensione fondazione		Pressioni minime e massime sul terreno					
b	8,2 m	SLU		SLV		SLU	
h	6,25 m	$\sigma +$	4033,170732 kg/mq	$\sigma +$	4063,376 kg/mq	$\sigma +$	3102,439 kg/mq
			40,33170732 kPa		40,63376 kPa		31,02439 kPa
Azioni esterne		$\sigma -$	0 kg/mq	$\sigma -$	219,6293 kg/mq		0 kg/mq
pp	98000 kg		0 kPa		2,196293 kPa		0 kPa
Ptrafo	61000 kg						
Azione sim	51300 kg						

I valori delle pressioni sopra riportate non sono compatibili con i terreni presenti in sito (deformazioni eccessive a medio lungo termine). Si prevede pertanto una fondazione su micropali con configurazione indicativa come sotto rappresentata



Con questa configurazione di fondazioni profonde, le massime azioni stimate per il singolo palo sono:

	Numero pali totale	24
	numero pali in sola compressione	6
	Azioni Assiale massima SLV	11510,7 kg/palo
	Azioni Assiale massima SLU	8612,5 kg/palo

Segue verifica geotecnica del palo sottoposto all'azione verticale massima di qui sopra

7.2 Verifica del Micropalo di fondazione

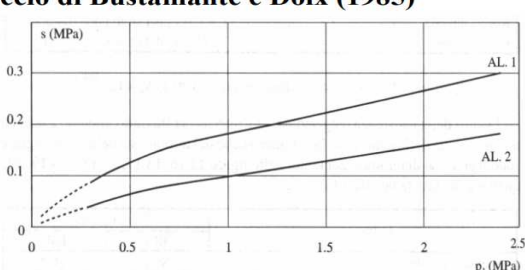
Segue la verifica di dettaglio dei micropali che avranno le seguenti caratteristiche:

- micropali Ø perforazione 220/240mm e lunghezza 8m (valutata a partire dal piano di appoggio della fondazione)
- Inclinazione dei pali rispetto alla verticale 0°
- Armatura metallica tubolare valvolata Ø168.3 Sp.10
- Palo realizzato con singola iniezione in pressione di malta.

Le verifiche geotecniche sono state sviluppate adottando come resistenza dei micropali il valore ottenuto applicando il Metodo Bustamante & Doix ed i relativi grafici per la definizione delle portate per attrito laterale qui sotto riportati

		Micropali Approccio di Bustamante e Doix (1985)		
Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU		
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V _S	
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V _S	
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V _S	
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _S	
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _S	
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _S	
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V _S ; IGU: 1,5 V _S	
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2V _S ; IGU: 1,5V _S	
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)V _S ; IGU: (1,5-2)V _S	
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)V _S per strati compatti	
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)V _S o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5)V _S per strati poco fratturati 2V _S o più per strati fratturati	

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

		Micropali Approccio di Bustamante e Doix (1985)																
Argille - limi																		
	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>4</td> <td>8</td> <td>15</td> <td>30</td> <td>2.5</td> </tr> <tr> <td colspan="2">N_{SPT}</td> <td colspan="3"></td> </tr> <tr> <td>molle</td> <td>moderat. consistente</td> <td>consistente</td> <td>molto consistente</td> <td>dura</td> </tr> </table>				4	8	15	30	2.5	N _{SPT}					molle	moderat. consistente	consistente	molto consistente
4	8	15	30	2.5														
N _{SPT}																		
molle	moderat. consistente	consistente	molto consistente	dura														

Segue la verifica del palo maggiormente sollecitato secondo le azioni riportate al precedente capitolo

DATI INIZIALI

Coefficiente di sbulbatura	α	[-]	1,2	
Diametro nominale di perforazione	D_n	[cm]	22	
		[m]	0,22	
Diametro equivalente micropalo	D_s	[cm]	26,4	
		[m]	0,264	
Lunghezza del palo	L	[m]	10	
Coefficiente laterale compressione	γ_s	[-]	1,15	Pali trivellati
Coefficiente laterale trazione	γ_{sT}	[-]	1,25	
Coefficiente parziale base	γ_b	[-]	1,35	
fattori di correlazione	ζ_3	[-]	1,70	1 verticale indagata (PROVA DPM-01)
		ζ_4	[-]	

CAPACITA' PORTANTE

1_Bustamante & Doix

	ΔL_i	Nspt,min	Nspt,med	α	s_s	s_s	$Q_{i,med}$
	m				[MPa]	[kPa]	[kN]
	2	3	3	1,2	0,01	10,0	16,58761
	8	15	15	1,2	0,04	40,0	265,4
						$\Sigma Q_{lat,i}$	281,9894
Considerare Q_b nel calcolo?	(0=no; 1=si)	0					
Portata di base media	$Q_{b,med}$	[kN]	0				
Portata media per compressione	$R_{c,med}$	[kN]	281,99				
Portata caratteristica per ogni singolo palo	$R_{c,d}$	[kN]	281,99				
Portata di progetto per ogni singolo palo	$R_{c,d}$	[kN]	144,24				
				Verifica	1,25	OK	