



COMUNE DI PARMA
(PROVINCIA DI PARMA)



OPERA: **PAI POLO AMBIENTALE INTEGRATO
PER LA GESTIONE DEI RIFIUTI
NELL'ATO DI PARMA**

OGGETTO: **COMPARTO C4: IMPIANTO DI
STOCCAGGIO, MESSA IN RISERVA E
PRETRATTAMENTO DI RIFIUTI SOLIDI
URBANI E SPECIALI E AREA LOGISTICA
COMPARTO C1**

TAVOLA:

R.ST.04

TITOLO:

**PROGETTO C4: RELAZIONE
PRELIMINARE FONDAZIONI E
GEOTECNICA**

SCALA:

-

6					
5					
4					
3					
2					
1					
0	<i>Novembre 2023</i>	<i>Emissione</i>	Corradini	Ugolini	Pergetti
Rev.	Data	Descrizione	Red.	Contr.	Appr.

Committente:

IREN Ambiente S.p.A.

Sede Legale
Strada Borgoforte, 22
29122 Piacenza

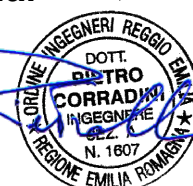
Tel: 0523. 605026
Fax 0523. 505128
e-mail: iren@gruppoiren.it
www.gruppoiren.it

Progettista:

ALFA-SOLUTIONS s.p.a.

AREA ENGINEERING
v.le Ramazzini, 39D
42124 Reggio Emilia

p. iva 02863660359
tel. 0522.550905
<https://www.alfa-solutions.it/>
info@alfa-solutions.it



Indice

1	Relazione geologica sulle indagini	3
1.1	Caratterizzazione e modellazione geologica del sito	3
2	Modellazione sismica di base	4
2.1.1	Vita nominale	4
2.1.2	Classe d'uso	4
2.1.3	Periodo di riferimento	4
2.1.4	Categoria del sottosuolo	4
2.1.5	Categoria topografica	4
2.1.6	Zona sismica del sito	4
2.1.7	Coordinate geografiche del sito	4
2.1.1	Azione sismica di base metodo semplificato	5
2.1.2	Azione sismica di base analisi di terzo livello	6
3	Strutture di fondazione	8
3.1	Ipotesi di calcolo	8
3.2	Plinto tipo 1	8
3.2.1	Calcolo sollecitazioni pali	8
3.2.2	Calcolo armature	12
3.2.2.1	Calcolo del plinto "PLINTO_1_ESA_agg"	12
3.2.2.2	Dati Pali	13
3.2.2.3	Verifiche di portanza plinto con involucro "INVILUPPO_PLINTI"	13
3.2.2.4	Calcolo armature suola direzione 2:	13
3.2.2.5	Calcolo armature suola direzione 3:	14
3.2.2.6	Calcolo armature tiranti dei pali per schema a traliccio:	14
3.2.2.7	Verifica al punzonamento/taglio dei pali	15
3.2.2.8	Verifica al punzonamento del pilastro:	17
3.3	Plinto tipo 02	19
3.3.1	Calcolo sollecitazioni pali	19
3.3.2	Calcolo armature	26

3.3.3	Calcolo del plinto "PLINTO_2"	26
3.3.3.1	Verifiche di portanza plinto con involucro "INVILUPPO_PLINTI"	26
3.3.3.2	Calcolo armature suola direzione 2:	27
3.3.3.3	Calcolo armature suola direzione 3:	27
3.3.3.4	Calcolo armature tiranti dei pali per schema a traliccio:	28
3.3.3.5	Verifica al punzonamento/taglio dei pali.....	29
3.3.3.6	Verifica al punzonamento del pilastro:.....	32
4	allegati.....	34

1 RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI

L'intervento consiste nella realizzazione del progetto denominato *"Ampliamento del Polo Ambientale Integrato per la gestione dei rifiuti nell'ATO di Parma - Comparto C4: impianto di stoccaggio, messa in riserva e pretrattamento di rifiuti solidi urbani e speciali e area logistica Comparto C1"* presso il PAI di Parma. In particolare, le costruzioni principali sono due capannoni realizzati in c.a.v con elementi prefabbricati denominati C4A e C4B e relative strutture di servizio ad essi quali scale metalliche, tettoia muletti, vasca antincendio, locali impianti/servizi.

La presente è la relazione preliminare sulle fondazioni e deve essere letta congiuntamente agli altri elaborati facenti parte del progetto.

1.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La campagna di indagine e la caratterizzazione del sottosuolo del sito è stata affidata ai dott. Geol. Andrea Panzani e dott. Geol. Stefano Righetti; i risultati della stessa sono riportati nella relazione geologica redatta in data Novembre 2023 a cui si rimanda per tutti i dettagli e le informazioni. Nel seguito si riportano le principali conclusioni al fine di fornire un quadro di riferimento nella presente relazione.

Il piano di indagini ha previsto l'esecuzione di:

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di 35 metri dal piano campagna e in seguito attrezzato per l'esecuzione di una prova sismica down-hole (S1);
- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo fino alla profondità di 20 m (S2), successivamente attrezzato a piezometro per il monitoraggio della falda superficiale;
- n. 18 prove penetrometriche con piezocono CPTU spinte fino alla profondità massima di 25m;
- n. 4 stendimenti di tomografia elettrica;
- n. 2 stendimenti di sismica MASW;
- n. 3 indagini sismiche a stazione singola HVSr.

Dai sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati e disturbati al fine di condurre appropriate analisi di laboratorio per meglio definire i terreni e le loro caratteristiche fisiche e meccaniche.

Dai risultati della citata campagna di indagini è stato quindi possibile definire il modello geotecnico del sottosuolo di cui alla relazione geotecnica allegata.

2 MODELLAZIONE SISMICA DI BASE

2.1.1 Vita nominale

L'opera si configura tra le "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per cui si considera un valore della vita nominale $V_N \geq 50$ anni.

2.1.2 Classe d'uso

Classe d'uso II: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1,0$

2.1.3 Periodo di riferimento

Dalle considerazioni precedenti, il valore del periodo di riferimento dell'azione sismica è:

$$V_R = C_U \cdot V_N = 50 \text{ anni}$$

2.1.4 Categoria del sottosuolo

Dalle considerazioni di cui in relazione geologica, si considera una categoria di sottosuolo D con il metodo semplificato.

È stata effettuata una analisi locale di terzo livello che permette di individuare in modo puntuale il coefficiente di amplificazione dello spettro per il sito oggetto di intervento. Si considera quindi lo spettro normalizzato generato da questa analisi.

2.1.5 Categoria topografica

Dalle considerazioni di cui in relazione geotecnica, si considera una categoria topografica T1.

2.1.6 Zona sismica del sito

Il comune di Parma è classificato in zona 3 di bassa sismicità dalla DGR 146/2023 della regione Emilia-Romagna.

2.1.7 Coordinate geografiche del sito

Latitudine (ED50) 44,838791

Longitudine (ED50) 10,360035

2.1.1 Azione sismica di base metodo semplificato

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

mediante la relazione seguente $S = S_s * S_t$ (3.2.5)

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale

T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Per ogni costruzione oggetto del progetto, è stata definita la propria azione sismica secondo le peculiari caratteristiche di Classe d'uso, vita Nominale, amplificazione stratigrafica e topografica riportate precedentemente

Parametri sismici del sito						
Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC	U.M.	Descrizione
P_{VR}	81,00	63,00	10,00	5,00	%	Prob. di superamento
T_R	30	50	475	975	anni	Periodo di ritorno
a_g	0,043	0,053	0,128	0,165	g	Accelerazione di picco al suolo
F_0	2,519	2,512	2,495	2,482	-	
T_c^*	0,239	0,256	0,290	0,297	s	

Figura 1: parametri sismici

Da cui si ricava l'andamento degli spettri di risposta elastici in accelerazione in cui sono evidenziati i periodi fondamentali di vibrazioni ricavati dall'analisi modale.

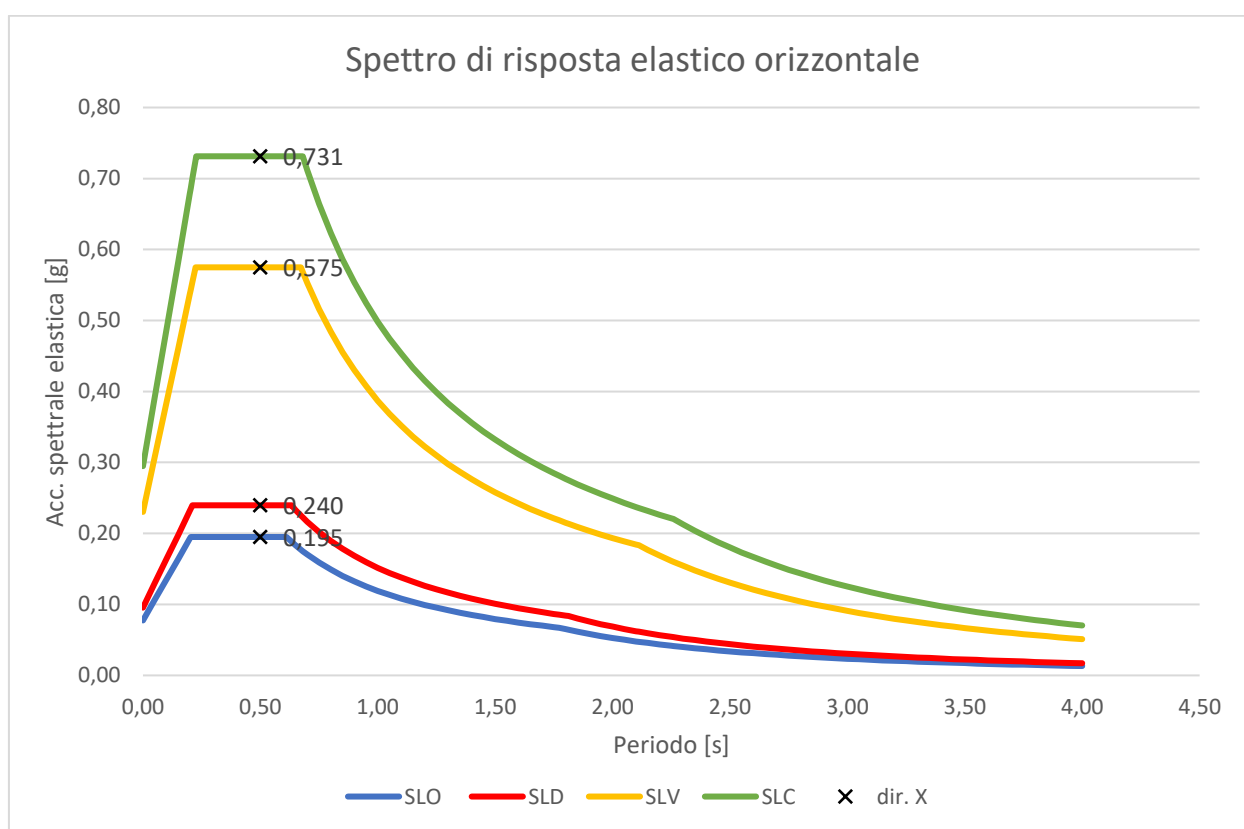


Figura 2 Spettri di risposta elastici metodo semplificato

2.1.2 Azione sismica di base analisi di terzo livello

Di seguito vengono presentati brevemente i risultati dell'analisi di risposta sismica locale di terzo livello a corredo del progetto. Per le considerazioni di dettaglio si faccia riferimento alla relazione geologica allegata al progetto.

Sebbene gli strumenti di pianificazione regionali e comunali e in particolare le Norme per la riduzione del rischio sismico, non prescrivano che la progettazione esecutiva di nuove costruzioni ricadenti in classe d'uso II debba essere effettuata sulla base di analisi di risposta sismica locale, nella presente relazione si è preferito effettuare ugualmente tale verifica, al fine di valutare analiticamente la risposta sismica locale del sito d'interesse.

Dalla regolarizzazione dei 7 accelerogrammi opportunamente scalati per l'area interessata dall'intervento e messi a disposizione dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, si vede come il valore dello S_e nel tratto TB-TC dello spettro regolarizzato sia pari a 0,376 g (curva rossa nel grafico), inferiore rispetto al valore dello S_e nello stesso tratto dello spettro di risposta orizzontale per un terreno di tipo D – Classe d'uso II per lo Stato limite SLV delle NTC 2018 (con TR di 475 anni), pari a 0,557 g (curva verde nel grafico) in Figura 3.

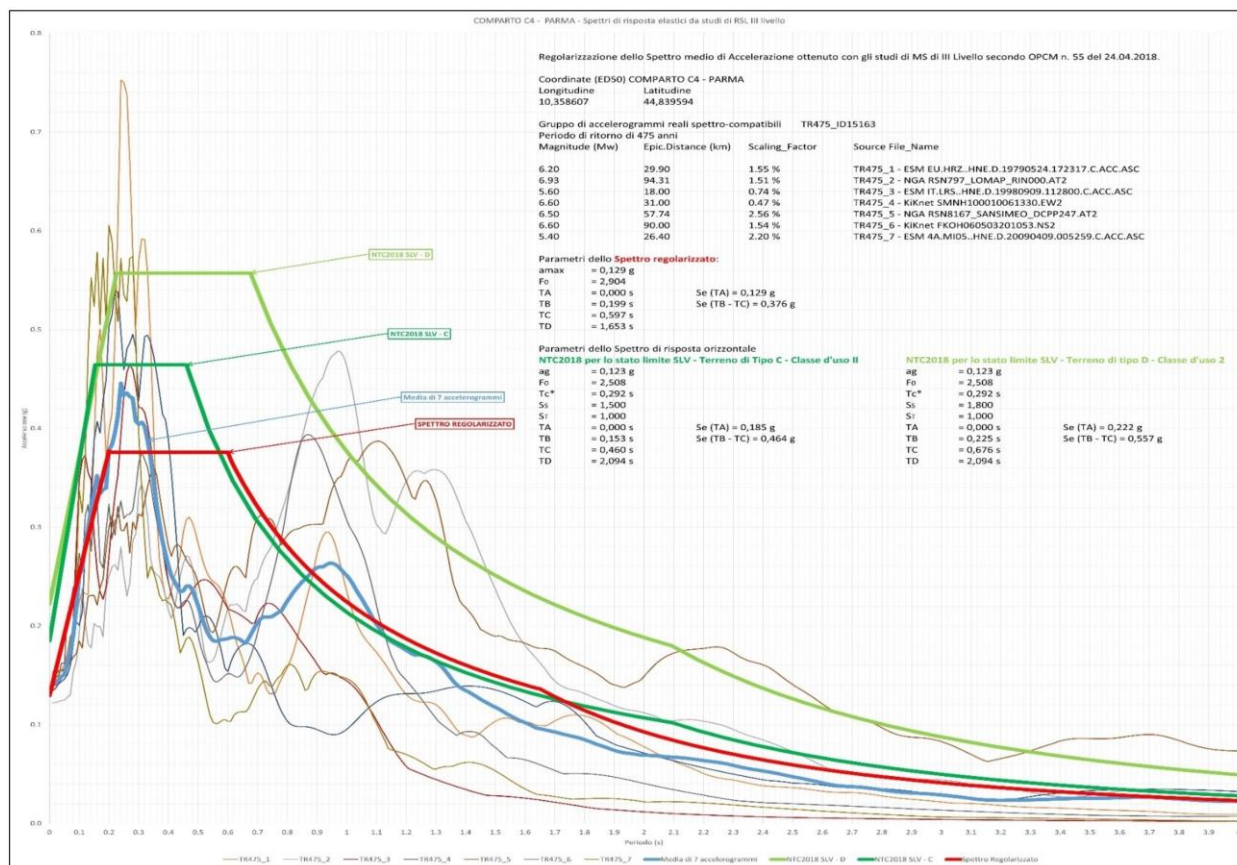


Figura 3 Spettri risposta elastici per RSL di terzo livello

3 STRUTTURE DI FONDAZIONE

Per le diverse tipologie di strutture in elevazione si considerano diverse tipologie di fondazioni:

- Fondazioni profonde realizzate con pali trivellati CFA per le strutture in c.a.v. prefabbricate, collegate con un reticolo di travi di collegamento
- Fondazioni profonde realizzate con pali trivellati CFA per le strutture della scala 3 che interferiscono con le fondazioni delle strutture prefabbricate, onde evitare possibili cedimenti differenziali
- Fondazioni superficiali a plinto/platea per le strutture in acciaio di servizio
- Fondazioni superficiali per le strutture a serbatoio della vasca antincendio

Nella presente relazione preliminare vengono riportate le verifiche principali dei plinti più sollecitati. I carichi al piede sono stati forniti da progettista delle strutture in elevazione.

3.1 **IPOTESI DI CALCOLO**

I carichi al piede sono stati elaborati in un foglio di calcolo per individuare le massime sollecitazioni sui pali, considerando l'amplificazione delle azioni per il coefficiente di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1.10$ previsto per le strutture in classe di duttilità bassa dalle NTC 2018.

Le combinazioni di calcolo più gravose sono state utilizzate per le verifiche del plinto tramite il software di calcolo CMP.

L'altezza della suola del plinto è stata fissata in 110 cm al fine di alloggiare opportunamente l'armatubo dei pilastri del prefabbricato di altezza 75 cm. Le verifiche di punzonamento sono soddisfatte come riportato nel seguito.

3.2 **PINTO TIPO 1**

3.2.1 **Calcolo sollecitazioni pali**

Caratteristiche geometriche			
<i>Pilastro</i>			
b_x	0,90	m	Lato x pilastro
b_y	0,90	m	Lato y pilastro
c	0,05	m	Copriferro amatura
\varnothing_{st}	10	mm	Diametro staffa
<i>Plinto</i>			
L_x	5,80	m	Lato x
L_y	6,40	m	Lato y

H_p	1,10	m	Altezza suola
a_x	2,45	m	Sbalzo x
a_y	2,75	m	Sbalzo y
$(a/h)_{lim}$	2,00		Limite snellezza plinto
$(a/h)_x$	2,23	NO	Verifica snellezza plinto x
$(a/h)_y$	2,50	NO	Verifica snellezza plinto y
c	0,10	m	Copriferro amatura

Plinto

D	0,80	m	Diametro pali
i_x	2,40	m	Interasse pali x
i_y	2,40	m	Interasse pali y
c_x	0,35	m	Distanza pilastro palo dir x
c_y	0,35	m	Distanza pilastro palo dir y

Tabella 1 Azioni al piede pilastri plinto tipo 1

NOME	ASTA	CMB	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	V_{Rd}	V_{G1}
5_1A	5	1A	-80,68	-26,718	-2715	339,299	-1019	0	1,1	1
5_1B	5	1B	80,68	-26,718	-2715	339,299	1019	0	1,1	1
5_1C	5	1C	-80,68	26,718	-2715	-339,301	-1019	0	1,1	1
5_1D	5	1D	80,68	26,718	-2715	-339,301	1019	0	1,1	1
5_1I	5	1I	-24,204	-89,06	-2715	1130,999	-305,7	0	1,1	1
5_1J	5	1J	24,204	-89,06	-2715	1130,999	305,7	0	1,1	1
5_1K	5	1K	-24,204	89,06	-2715	-1131	-305,7	0	1,1	1
5_1L	5	1L	24,204	89,06	-2715	-1131	305,7	0	1,1	1
5_2	5	2	22,1	0	-4933	-0,002	279,4	0	1	1,3
5_7	5	7	0	8,5	-4933	-108	0	0	1	1,3
5_8	5	8	36,83	0	-4310	-0,001	465,6	0	1	1,3
5_9	5	9	0	14,17	-4310	-179,9	0	0	1	1,3
5_10	5	10	-21,41	0	-4933	-0,002	-270,6	0	1	1,3
5_11	5	11	-35,68	0	-4310	-0,001	-451	0	1	1,3
9_1A	9	1A	-94,78	-26,721	-2715	339,299	-1198	0	1,1	1
9_1B	9	1B	94,78	-26,721	-2715	339,299	1198	0	1,1	1
9_1C	9	1C	-94,78	26,721	-2715	-339,301	-1198	0	1,1	1
9_1D	9	1D	94,78	26,721	-2715	-339,301	1198	0	1,1	1
9_1I	9	1I	-28,434	-89,07	-2715	1130,999	-359,4	0	1,1	1
9_1J	9	1J	28,434	-89,07	-2715	1130,999	359,4	0	1,1	1
9_1K	9	1K	-28,434	89,07	-2715	-1131	-359,4	0	1,1	1
9_1L	9	1L	28,434	89,07	-2715	-1131	359,4	0	1,1	1

NOME	ASTA	CMB	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	γ_{Rd}	γ_{G1}
9_2	9	2	21,26	0	-4937	-0,002	270,1	0	1	1,3
9_7	9	7	0	8,488	-4937	-107,8	0	0	1	1,3
9_8	9	8	35,43	0	-4312	-0,001	450,2	0	1	1,3
9_9	9	9	0	14,15	-4312	-179,7	0	0	1	1,3
9_10	9	10	-20,48	0	-4937	-0,002	-260,3	0	1	1,3
9_11	9	11	-34,14	0	-4312	-0,001	-433,8	0	1	1,3
10_1A	10	1A	-80,78	-26,718	-2716	339,299	-1020	0	1,1	1
10_1B	10	1B	80,78	-26,718	-2716	339,299	1020	0	1,1	1
10_1C	10	1C	-80,78	26,718	-2716	-339,301	-1020	0	1,1	1
10_1D	10	1D	80,78	26,718	-2716	-339,301	1020	0	1,1	1
10_1I	10	1I	-24,234	-89,06	-2716	1130,999	-306	0	1,1	1
10_1J	10	1J	24,234	-89,06	-2716	1130,999	306	0	1,1	1
10_1K	10	1K	-24,234	89,06	-2716	-1131	-306	0	1,1	1
10_1L	10	1L	24,234	89,06	-2716	-1131	306	0	1,1	1
10_2	10	2	22,11	0	-4936	-0,002	279,5	0	1	1,3
10_7	10	7	0	8,485	-4936	-107,8	0	0	1	1,3
10_8	10	8	36,84	0	-4312	-0,001	465,8	0	1	1,3
10_9	10	9	0	14,14	-4312	-179,6	0	0	1	1,3
10_10	10	10	-21,41	0	-4936	-0,002	-270,7	0	1	1,3
10_11	10	11	-35,69	0	-4312	-0,001	-451,2	0	1	1,3

Tabella 2 Reazioni pali plinto 1

PALI	A	B	C	D	E	F
5_1A	453,4	497,0	666,2	791,9	748,3	579,0
5_1B	791,9	666,2	497,0	453,4	579,0	748,3
5_1C	453,4	579,0	748,3	791,9	666,2	497,0
5_1D	791,9	748,3	579,0	453,4	497,0	666,2
5_1I	571,9	460,6	511,3	673,4	784,7	733,9
5_1J	673,4	511,3	460,6	571,9	733,9	784,7
5_1K	571,9	733,9	784,7	673,4	511,3	460,6
5_1L	673,4	784,7	733,9	571,9	460,6	511,3
5_2	1085,5	1064,4	1022,2	1001,2	1022,2	1064,4
5_7	1043,3	1055,2	1055,2	1043,3	1031,5	1031,5
5_8	1009,8	974,7	904,4	869,2	904,4	974,7
5_9	939,5	959,3	959,3	939,5	919,7	919,7
5_10	1002,5	1022,9	1063,8	1084,2	1063,8	1022,9
5_11	871,4	905,5	973,6	1007,6	973,6	905,5

PALI	A	B	C	D	E	F
9_1A	423,7	482,2	681,1	821,6	763,1	564,2
9_1B	821,6	681,1	482,2	423,7	564,2	763,1
9_1C	423,7	564,2	763,1	821,6	681,1	482,2
9_1D	821,6	763,1	564,2	423,7	482,2	681,1
9_1I	562,9	456,1	515,8	682,3	789,2	729,5
9_1J	682,3	515,8	456,1	562,9	729,5	789,2
9_1K	562,9	729,5	789,2	682,3	515,8	456,1
9_1L	682,3	789,2	729,5	562,9	456,1	515,8
9_2	1084,8	1064,4	1023,6	1003,2	1023,6	1064,4
9_7	1044,0	1055,8	1055,8	1044,0	1032,2	1032,2
9_8	1007,8	973,8	905,9	871,9	905,9	973,8
9_9	939,8	959,6	959,6	939,8	920,1	920,1
9_10	1004,7	1024,4	1063,6	1083,3	1063,6	1024,4
9_11	874,4	907,1	972,6	1005,3	972,6	907,1
10_1A	453,4	497,1	666,5	792,2	748,5	579,1
10_1B	792,2	666,5	497,1	453,4	579,1	748,5
10_1C	453,4	579,1	748,5	792,2	666,5	497,1
10_1D	792,2	748,5	579,1	453,4	497,1	666,5
10_1I	572,0	460,7	511,5	673,6	784,9	734,1
10_1J	673,6	511,5	460,7	572,0	734,1	784,9
10_1K	572,0	734,1	784,9	673,6	511,5	460,7
10_1L	673,6	784,9	734,1	572,0	460,7	511,5
10_2	1086,0	1064,9	1022,7	1001,6	1022,7	1064,9
10_7	1043,8	1055,7	1055,7	1043,8	1032,0	1032,0
10_8	1010,2	975,0	904,7	869,5	904,7	975,0
10_9	939,8	959,6	959,6	939,8	920,1	920,1
10_10	1003,0	1023,4	1064,3	1084,7	1064,3	1023,4
10_11	871,7	905,8	973,9	1008,0	973,9	905,8

Tabella 3 Valori massimi reazioni pali per combinazioni statiche plinto 1

MAX	1.086,0	1.064,9	1.064,3	1.084,7	1.064,3	1.064,9
MIN	871,4	905,5	904,4	869,2	904,4	905,5
CMB_MAX	10_2	10_2	10_10	10_10	10_10	10_2
CMB_MIN	5_11	5_11	5_8	5_8	5_8	5_11

Tabella 4 Valori massimi reazioni pali per combinazioni sismiche plinto 1

MAX	821,6	789,2	789,2	821,6	789,2	789,2
MIN	423,7	456,1	456,1	423,7	456,1	456,1
CMB_MAX	9_1B	9_1L	9_1K	9_1A	9_1I	9_1J
CMB_MIN	9_1A	9_1I	9_1J	9_1B	9_1L	9_1K

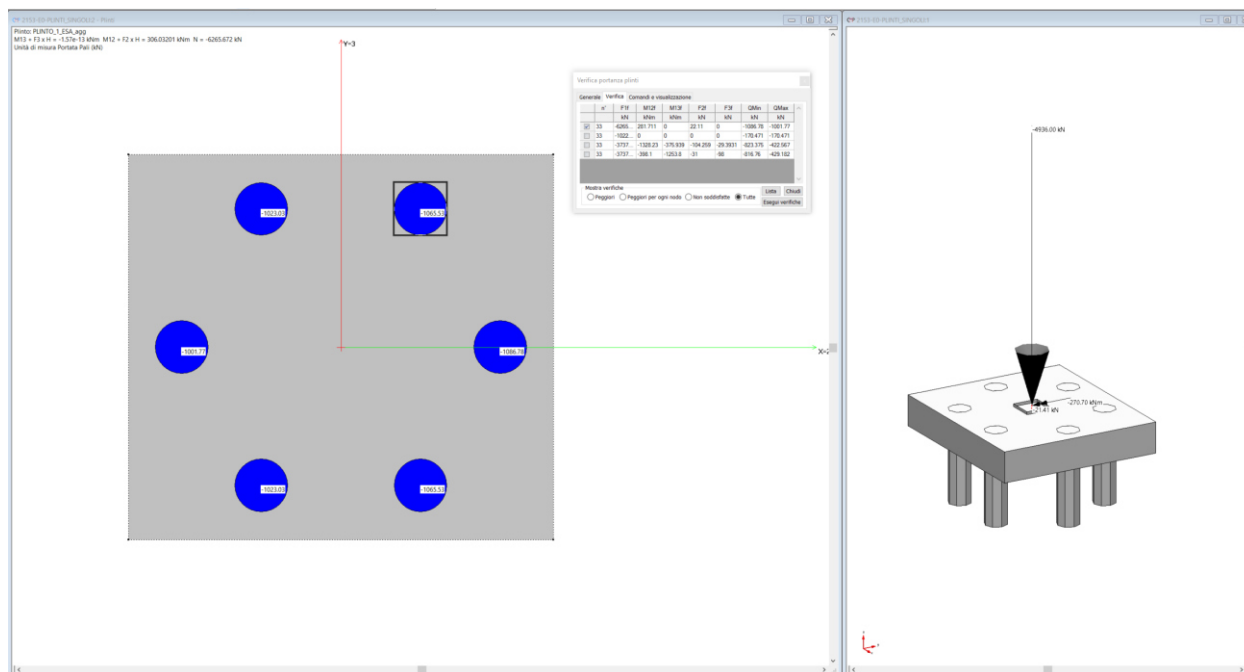


Figura 4 calcolo azioni massime pali CMP

3.2.2 Calcolo armature

3.2.2.1 Calcolo del plinto "PLINTO_1_ESA_agg"

Le verifiche sono state eseguite secondo il DM 17/01/2018 a SLU.

Caratteristiche geometriche del plinto:

Altezza plinto $H = 580$ cm

Base plinto $B = 640$ cm

Altezza suola plinto: $H_s = 110$ cm

Copriferro armatura inferiore del plinto: $c = 10$ cm

Acciaio per le armature: B450C

f_d a trazione ($f_{d_{traz}}$): 391.304 N/mm²

Materiale plinto: Cls C25/30

f_d a compressione (f_{cd}) = 14.1667 N/mm², f_d a trazione (f_{ctd}) = 1.19698 N/mm²

Distanza dal punto di applicazione delle forze dall'intradosso plinto D1: 110 cm

3.2.2.2 Dati Pali

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Diametro (cm)
1	-120	207.846	80
2	-240	3.75694e-14	80
3	-120	-207.846	80
4	120	-207.846	80
5	240	-1.67067e-13	80
6	120	207.846	80

3.2.2.3 Verifiche di portanza plinto con involucro "INVILUPPO_PLINTI"

Sollecitazioni utilizzate: F1f, M12f, M13f, F2f, F3f

Plinto: PLINTO_1_ESA_agg P.to Appl.ne a D1(1.1 m) da intradosso plinto

n°Nodo	F1f(kN)	M12f(kNm)	M13f(kNm)	F2f(kN)	F3f(kN)
33	-6265.672	281.71101	0	22.110000	0
33	-3737.825	-1328.226	-375.9393	-104.2588	-29.39310
33	-6265.672	281.71101	0	22.110000	0
33	-3737.825	-398.1000	-1253.800	-31.00000	-98.00000
33	-3737.825	-1328.226	-375.9393	-104.2588	-29.39310
33	-6265.672	281.71101	0	22.110000	0
33	-3737.825	-398.1000	-1253.800	-31.00000	-98.00000
33	-6265.672	281.71101	0	22.110000	0
33	-1022.825	0	0	0	0

Plinto: PLINTO_1_ESA_agg P.to Appl.ne a intradosso plinto

n°Nodo	F1f(kN)	M12f(kNm)	M13f(kNm)	QMax(kN)	QMin(kN)
33	-6265.672	306.03201	0	-1001.774	-1086.783
33	-3737.825	-1442.911	-408.2717	-422.5666	-823.3751
33	-6265.672	306.03201	0	-1001.774	-1086.783
33	-3737.825	-432.2000	-1361.600	-429.1819	-816.7598
33	-3737.825	-1442.911	-408.2717	-422.5666	-823.3751
33	-6265.672	306.03201	0	-1001.774	-1086.783
33	-3737.825	-432.2000	-1361.600	-429.1819	-816.7598
33	-6265.672	306.03201	0	-1001.774	-1086.783
33	-1022.825	0	0	-170.4708	-170.4708

3.2.2.4 Calcolo armature suola direzione 2:

Momento 12 = 3717.52 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 60%

M12 ridotto = Momento 12 * 60% = 2230.51 kNm

Amensola2 = M12 ridotto / (0.9 * (Hs - c) * $f_{d_{traz}}$) = 35.5719 cm²

A2 principale: $A2 * \text{Coeff. in } L2 = 35.5719 \text{ cm}^2 * 75\% = 26.6789 \text{ cm}^2$

A2 secondaria: $A2 * \text{Coeff. fuori } L2 = 35.5719 \text{ cm}^2 * 25\% = 8.89298 \text{ cm}^2$

Armatura 2 principale disposta 1 \emptyset 18 / 15 cm

Armatura 2 secondaria disposta 1 \emptyset 12 / 15 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: $L_{\text{princ}2} = 280 \text{ cm}$

Per un totale di 19 \emptyset 18 pari a 48.3491 cm^2

Larghezza di distribuzione armatura secondaria: $L_{\text{sec}2} = 300 \text{ cm}$

Per un totale di 6 \emptyset 12 pari a 6.78584 cm^2

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.90728, $x/d = 0.06110$ (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

3.2.2.5 Calcolo armature suola direzione 3:

Momento 13 = 3401.13 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 60%

M13 ridotto = Momento 13 * 60% = 2040.68 kNm

Amensola3 = $M13 \text{ ridotto} / (0.9 * (H_s - c) * f_{d_{\text{traz}}}) = 32.3184 \text{ cm}^2$

A3 principale: $A3 * \text{Coeff. in } L3 = 32.3184 \text{ cm}^2 * 75\% = 24.2388 \text{ cm}^2$

A3 secondaria: $A3 * \text{Coeff. fuori } L3 = 32.3184 \text{ cm}^2 * 25\% = 8.07961 \text{ cm}^2$

Armatura 3 principale disposta 1 \emptyset 14 / 10 cm

Armatura 3 secondaria disposta 1 \emptyset 12 / 15 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: $L_{\text{princ}3} = 310 \text{ cm}$

Per un totale di 31 \emptyset 14 pari a 47.7208 cm^2

Larghezza di distribuzione armatura secondaria: $L_{\text{sec}3} = 330 \text{ cm}$

Per un totale di 20 \emptyset 12 pari a 22.6195 cm^2

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.83855, $x/d = 0.05428$ (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

3.2.2.6 Calcolo armature tiranti dei pali per schema a traliccio:

Quota affidata allo schema a traliccio 60%

Direzione 2:

Per la direzione 2 il palo che genera trazione max. è il n° 4

$Q_{\text{maxpalo}} = -1065.53 \text{ kN}$ Inclinazione biella compressa: $\text{AngB} = 64.4758^\circ$

Proiezione orizzontale compressione puntone: $\text{CompH} = Q_{\text{maxpalo}} * \tan(\text{AngB}) = 2231.5 \text{ kN}$

Trazione tirante traliccio dir.2 : $F_{\text{traz}} = 2179.11 \text{ kN}$

$Tt2 = F_{\text{traz}} * 60\% = 1307.47 \text{ kN}$

$\text{Area}_{Tt2} = Tt2 / f_{d_{\text{traz}}} = 33.4131 \text{ cm}^2$ pari a 11 \emptyset 20 Area = 34.5575 cm^2

Direzione 3:

Per la direzione 3 il palo che genera trazione max. è il n° 5

$Q_{\text{maxpalo}} = -1086.78 \text{ kN}$ Inclinazione biella compressa: $\text{AngB} = 65.3084^\circ$

Proiezione orizzontale compressione puntone: $\text{CompH} = Q_{\text{maxpalo}} * \tan(\text{AngB}) = 2363.75 \text{ kN}$

Trazione tirante traliccio dir.3 : $F_{traz} = 2363.75 \text{ kN}$

$Tt3 = F_{traz} \cdot 60\% = 1418.25 \text{ kN}$

$Area_{Tt3} = Tt3 / f_{d_{traz}} = 36.2442 \text{ cm}^2$ pari a 12 $\varnothing 20$ Area = 37.6991 cm^2

3.2.2.7 Verifica al punzonamento/taglio dei pali

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1; le verifiche vengono svolte per il minimo e massimo valore di forza trasmessa dal singolo palo.

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del palo con la eq 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro palo, d = altezza utile, $v_{Rd,max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. V_{Ed} è la forza di punzonamento trasmessa dal palo, positiva se di trazione.

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro con le eq.6.38 e EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{ud} \leq v_{Rd,c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico. Se la distanza del perimetro critico è $2d$ $v_{Rd,c}$ è calcolato tramite la 6.47 EC2 (considerando la tensione normale σ_{cp} nulla), altrimenti si utilizza l'eq 6.50 EC2.

$\beta=1$ (essendo i pali soggetti a solo sforzo normale)

ρ_I è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (ρ_{I2} , ρ_{I3} sono relative alla direzione 2 e 3 del plinto).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo palo.

Palo n° 6 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -1065.53 \text{ kN}$, $u_0 = 251.327 \text{ cm}$, $u = 580 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000198$, $\rho_{I2} = 0.000172$, $\rho_{I3} = 0.000228$, DLcr = 200 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$v_{Ed} = 0.423961 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$v_{Ed} = 0.183712 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

Palo n° 6 (Max V_{Ed}):

$V_{Ed} = -170.471 \text{ kN}$, $u_0 = 251.327 \text{ cm}$, $u = 580 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000198$, $\rho_{I2} = 0.000172$, $\rho_{I3} = 0.000228$, DLcr = 200 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$v_{Ed} = 0.0678282 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$v_{Ed} = 0.0293915 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

Palo n° 2 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -1001.77 \text{ kN}$, $u_0 = 251.327 \text{ cm}$, $u = 580 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000000$, $\rho_{I2} = 0.000273$, $\rho_{I3} = 0.000000$,
 $DLcr = 200 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$v_{Ed} = 0.398593 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$v_{Ed} = 0.17272 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

Palo n° 2 (Max V_{Ed}):

$V_{Ed} = -170.471 \text{ kN}$, $u_0 = 251.327 \text{ cm}$, $u = 580 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000000$, $\rho_{I2} = 0.000273$, $\rho_{I3} = 0.000000$,
 $DLcr = 200 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$v_{Ed} = 0.0678282 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$v_{Ed} = 0.0293915 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

Palo n° 1 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -1023.03 \text{ kN}$, $u_0 = 251.327 \text{ cm}$, $u = 659.145 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000198$, $\rho_{I2} = 0.000172$, $\rho_{I3} = 0.000228$, $DLcr = 200 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$v_{Ed} = 0.407049 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$v_{Ed} = 0.155205 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

Palo n° 1 (Max V_{Ed}):

$V_{Ed} = -170.471 \text{ kN}$, $u_0 = 251.327 \text{ cm}$, $u = 659.145 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000198$, $\rho_{I2} = 0.000172$, $\rho_{I3} = 0.000228$, $DLcr = 200 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$v_{Ed} = 0.0678282 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$v_{Ed} = 0.0258624 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

Palo n° 4 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -1065.53 \text{ kN}$, $u_0 = 251.327 \text{ cm}$, $u = 659.145 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000198$, $\rho_{I2} = 0.000172$, $\rho_{I3} = 0.000228$, $DLcr = 200 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$v_{Ed} = 0.423961 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$v_{Ed} = 0.161654 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

Palo n° 4 (Max V_{Ed}):

$V_{Ed} = -170.471 \text{ kN}$, $u_0 = 251.327 \text{ cm}$, $u = 659.145 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000198$, $\rho_{I2} = 0.000172$, $\rho_{I3} = 0.000228$, $DLcr = 200 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$v_{Ed} = 0.0678282 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0258624 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Min V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -1023.03 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 640 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000198, \rho_{I2} = 0.000172, \rho_{I3} = 0.000228, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.407049 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.159848 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Max V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -170.471 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 640 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000198, \rho_{I2} = 0.000172, \rho_{I3} = 0.000228, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0678282 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0266361 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 5 (Min V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -1086.78 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 580 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000000, \rho_{I2} = 0.000273, \rho_{I3} = 0.000000, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.432417 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.187376 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 5 (Max V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -170.471 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 580 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000000, \rho_{I2} = 0.000273, \rho_{I3} = 0.000000, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0678282 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 2.83333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0293915 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.304675 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica al taglio/punzonamento dei pali SODDISFATTA

3.2.2.8 Verifica al punzonamento del pilastro:

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1;

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del pilastro con la eq.6.51 e 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro pilastro, d = altezza utile, $v_{Rd,max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. $V_{Ed,red}$ è la forza netta di punzonamento trasmessa dal pilastro (eq.6.48 EC2), data dalla forza V_{Ed} (negativa se di compressione) trasmessa dal pilastro meno la relativa reazione del terreno o dei pali (depurata dal peso del plinto).

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro critico con le eq.6.50 e 6.51 EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} \leq v_{Rd,c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico.

Per entrambe le verifiche 6.4.3(2a,b) il coeff. β è calcolato sul perimetro critico “u”.

ρ_l è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (ρ_{l2} , ρ_{l3} sono relative alla direzione 2 e 3 della sezione del pilastro).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo pilastro (in par.6.4.4 EC2 è indicato con “a”).

Per il calcolo dell’armatura a punzonamento viene utilizzata l’eq.6.52 del par.6.4.5 EC2 per ferri piegati a 45°, uguagliandola alla tensione v_{Ed} ; $f_{ywd,ef}$ è la resistenza efficace dell’armatura a punzonamento vengono mostrati i valori che determinano la massima area di armatura.

Verifica al punzonamento per la sezione “PIL_90x90 [Rettangolare 90x90 cm]”:

Verifica par.6.4.3(2a) EC2 (max $v_{Ed}/v_{Rd,max}$):

Sollecitazioni derivanti dal pilastro: $N = -4938.63$ kN, $M_{12} = 281.711$ kNm, $M_{13} = 0$ kNm;

$V_{Ed} = -4938.63$ kN, $u_0 = 360$ cm, $u = 1446.99$ cm, $d = 100$ cm, $\rho_l = 0.000000$, $\rho_{l2} = 0.000000$, $\rho_{l3} = 0.000000$,
DLcr = 173 cm, $V_{Ed,red} = 4938.63$ kN, $\beta = 1.02337$

$v_{Ed} = 1.4039$ N/mm², $v_{Rd,max} = 2.83333$ N/mm², $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow Ok$

coefficiente di sfruttamento $v_{Ed}/v_{Rd,max} = 0.495494$

Verifica a punzonamento soddisfatta sulla base del pilastro.

Verifica par.6.4.3(2b) EC2 (max $v_{Ed}/v_{Rd,c}$):

Sollecitazioni derivanti dal pilastro: $N = -4938.63$ kN, $M_{12} = 281.711$ kNm, $M_{13} = 0$ kNm;

$V_{Ed} = -4938.63 \text{ kN}$, $u = 1446.99 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000000$, $\rho_{I2} = 0.000000$, $\rho_{I3} = 0.000000$, $DLcr = 173 \text{ cm}$, $V_{Ed,red} = 4938.63 \text{ kN}$, $\beta = 1.02337$

$v_{Ed} = 0.34928 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,c} = 0.352226 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

coefficiente di sfruttamento $v_{Ed}/v_{Rd,c} = 0.991636$

Verifica a punzonamento soddisfatta sul perimetro critico. Non è necessaria armatura a punzonamento.

3.3 PLINTO TIPO 02

3.3.1 Calcolo sollecitazioni pali

Caratteristiche geometriche			
Pilastro			
b_x	0,90	m	Lato x pilastro
b_y	0,90	m	Lato y pilastro
c	0,05	m	Copriferro amatura
\varnothing_{st}	10	mm	Diametro staffa
Plinto			
L_x	4,00	m	Lato x
L_y	4,00	m	Lato y
H_p	1,10	m	Altezza suola
a_x	1,00	m	Sbalzo x
a_y	1,55	m	Sbalzo y
$(a/h)_{lim}$	2,00		Limite snellezza plinto
$(a/h)_x$	0,91	OK	Verifica snellezza plinto x
$(a/h)_y$	1,41	OK	Verifica snellezza plinto y
c	0,10	m	Copriferro amatura
Plinto			
D	0,80	m	Diametro pali
i_x	2,40	m	Interasse pali x
i_y	2,40	m	Interasse pali y
c_x	0,35	m	Distanza pilastro palo dir x
c_y	0,35	m	Distanza pilastro palo dir y

Tabella 5 Azioni al piede pilastri plinto tipo 2

NOME	ASTA	CMB	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	V_{Rd}	V_{G1}
1_1A	1	1A	-39,58	-22,554	-1148	286,44	-503,1	0	1,1	1
1_1B	1	1B	39,58	-22,554	-1148	286,44	503,1	0	1,1	1
1_1C	1	1C	-39,58	22,554	-1148	-286,44	-503,1	0	1,1	1

NOME	ASTA	CMB	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Y _{Rd}	Y _{G1}
1_1D	1	1D	39,58	22,554	-1148	-286,44	503,1	0	1,1	1
1_1I	1	1I	-11,874	-75,18	-1148	954,8	-150,93	0	1,1	1
1_1J	1	1J	11,874	-75,18	-1148	954,8	150,93	0	1,1	1
1_1K	1	1K	-11,874	75,18	-1148	-954,8	-150,93	0	1,1	1
1_1L	1	1L	11,874	75,18	-1148	-954,8	150,93	0	1,1	1
1_2	1	2	58,89	0	-1899	-0,001	269,1	0	1	1,3
1_7	1	7	0	27,85	-1899	-114,2	0	0	1	1,3
1_8	1	8	98,15	0	-1734	-0,001	448,5	0	1	1,3
1_9	1	9	0	46,42	-1734	-190,3	0	0	1	1,3
1_10	1	10	-34,76	0	-1899	-0,001	-202,2	0	1	1,3
1_11	1	11	-57,93	0	-1734	-0,001	-337	0	1	1,3
2_1A	2	1A	-39,59	-26,712	-1607	339,299	-504,6	0	1,1	1
2_1B	2	1B	39,59	-26,712	-1607	339,299	504,6	0	1,1	1
2_1C	2	1C	-39,59	26,712	-1607	-339,301	-504,6	0	1,1	1
2_1D	2	1D	39,59	26,712	-1607	-339,301	504,6	0	1,1	1
2_1I	2	1I	-11,877	-89,04	-1607	1130,999	-151,38	0	1,1	1
2_1J	2	1J	11,877	-89,04	-1607	1130,999	151,38	0	1,1	1
2_1K	2	1K	-11,877	89,04	-1607	-1131	-151,38	0	1,1	1
2_1L	2	1L	11,877	89,04	-1607	-1131	151,38	0	1,1	1
2_2	2	2	11,46	0	-2832	-0,002	146,7	0	1	1,3
2_7	2	7	0	55,64	-2832	-227,6	0	0	1	1,3
2_8	2	8	19,1	0	-2501	-0,001	244,5	0	1	1,3
2_9	2	9	0	92,73	-2501	-379,3	0	0	1	1,3
2_10	2	10	-11,04	0	-2832	-0,002	-141,3	0	1	1,3
2_11	2	11	-18,39	0	-2501	-0,001	-235,5	0	1	1,3
6_1A	6	1A	-79,15	-22,563	-1920	286,56	-1003	0	1,1	1
6_1B	6	1B	79,15	-22,563	-1920	286,56	1003	0	1,1	1
6_1C	6	1C	-79,15	22,563	-1920	-286,56	-1003	0	1,1	1
6_1D	6	1D	79,15	22,563	-1920	-286,56	1003	0	1,1	1
6_1I	6	1I	-23,745	-75,21	-1920	955,2	-300,9	0	1,1	1
6_1J	6	1J	23,745	-75,21	-1920	955,2	300,9	0	1,1	1
6_1K	6	1K	-23,745	75,21	-1920	-955,2	-300,9	0	1,1	1
6_1L	6	1L	23,745	75,21	-1920	-955,2	300,9	0	1,1	1
6_2	6	2	113	0	-3269	-0,001	520,1	0	1	1,3
6_7	6	7	0	4,277	-3269	-54,31	0	0	1	1,3
6_8	6	8	188,3	0	-2957	-0,001	866,9	0	1	1,3
6_9	6	9	0	7,128	-2957	-90,52	0	0	1	1,3
6_10	6	10	-66,63	0	-3269	-0,001	-388,6	0	1	1,3
6_11	6	11	-111,1	0	-2957	-0,001	-647,7	0	1	1,3
7_1A	7	1A	-92,51	-22,566	-1920	286,59	-1173	0	1,1	1

NOME	ASTA	CMB	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Y _{Rd}	Y _{G1}
7_1B	7	1B	92,51	-22,566	-1920	286,59	1173	0	1,1	1
7_1C	7	1C	-92,51	22,566	-1920	-286,59	-1173	0	1,1	1
7_1D	7	1D	92,51	22,566	-1920	-286,59	1173	0	1,1	1
7_1I	7	1I	-27,753	-75,22	-1920	955,3	-351,9	0	1,1	1
7_1J	7	1J	27,753	-75,22	-1920	955,3	351,9	0	1,1	1
7_1K	7	1K	-27,753	75,22	-1920	-955,3	-351,9	0	1,1	1
7_1L	7	1L	27,753	75,22	-1920	-955,3	351,9	0	1,1	1
7_2	7	2	112,8	0	-3270	-0,001	517,5	0	1	1,3
7_7	7	7	0	4,267	-3270	-54,19	0	0	1	1,3
7_8	7	8	187,9	0	-2958	-0,001	862,5	0	1	1,3
7_9	7	9	0	7,112	-2958	-90,32	0	0	1	1,3
7_10	7	10	-66,02	0	-3270	-0,001	-381,2	0	1	1,3
7_11	7	11	-110	0	-2958	-0,001	-635,4	0	1	1,3
8_1A	8	1A	-79,27	-22,563	-1921	286,56	-1005	0	1,1	1
8_1B	8	1B	79,27	-22,563	-1921	286,56	1005	0	1,1	1
8_1C	8	1C	-79,27	22,563	-1921	-286,561	-1005	0	1,1	1
8_1D	8	1D	79,27	22,563	-1921	-286,561	1005	0	1,1	1
8_1I	8	1I	-23,781	-75,21	-1921	955,2	-301,5	0	1,1	1
8_1J	8	1J	23,781	-75,21	-1921	955,2	301,5	0	1,1	1
8_1K	8	1K	-23,781	75,21	-1921	-955,2	-301,5	0	1,1	1
8_1L	8	1L	23,781	75,21	-1921	-955,2	301,5	0	1,1	1
8_2	8	2	113	0	-3271	-0,001	519,9	0	1	1,3
8_7	8	7	0	4,265	-3271	-54,16	0	0	1	1,3
8_8	8	8	188,3	0	-2959	-0,001	866,6	0	1	1,3
8_9	8	9	0	7,108	-2959	-90,27	0	0	1	1,3
8_10	8	10	-66,63	0	-3271	-0,001	-388,6	0	1	1,3
8_11	8	11	-111	0	-2959	-0,001	-647,7	0	1	1,3
14_1A	14	1A	-39,6	-26,712	-1609	339,299	-504,8	0	1,1	1
14_1B	14	1B	39,6	-26,712	-1609	339,299	504,8	0	1,1	1
14_1C	14	1C	-39,6	26,712	-1609	-339,301	-504,8	0	1,1	1
14_1D	14	1D	39,6	26,712	-1609	-339,301	504,8	0	1,1	1
14_1I	14	1I	-11,88	-89,04	-1609	1130,999	-151,44	0	1,1	1
14_1J	14	1J	11,88	-89,04	-1609	1130,999	151,44	0	1,1	1
14_1K	14	1K	-11,88	89,04	-1609	-1131	-151,44	0	1,1	1
14_1L	14	1L	11,88	89,04	-1609	-1131	151,44	0	1,1	1
14_2	14	2	11,46	0	-2836	-0,002	146,7	0	1	1,3
14_7	14	7	0	32,05	-2836	-167,5	0	0	1	1,3
14_8	14	8	19,1	0	-2504	-0,001	244,5	0	1	1,3

NOME	ASTA	CMB	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Y _{Rd}	Y _{G1}
14_9	14	9	0	53,41	-2504	-279,2	0	0	1	1,3
14_10	14	10	-11,04	0	-2836	-0,002	-141,4	0	1	1,3
14_11	14	11	-18,4	0	-2504	-0,001	-235,6	0	1	1,3
15_1A	15	1A	-39,59	-22,554	-1150	286,44	-503,4	0	1,1	1
15_1B	15	1B	39,59	-22,554	-1150	286,44	503,4	0	1,1	1
15_1C	15	1C	-39,59	22,554	-1150	-286,44	-503,4	0	1,1	1
15_1D	15	1D	39,59	22,554	-1150	-286,44	503,4	0	1,1	1
15_1I	15	1I	-11,877	-75,18	-1150	954,8	-151,02	0	1,1	1
15_1J	15	1J	11,877	-75,18	-1150	954,8	151,02	0	1,1	1
15_1K	15	1K	-11,877	75,18	-1150	-954,8	-151,02	0	1,1	1
15_1L	15	1L	11,877	75,18	-1150	-954,8	151,02	0	1,1	1
15_2	15	2	58,89	0	-1902	-0,001	269,1	0	1	1,3
15_7	15	7	0	16,26	-1902	-84,6	0	0	1	1,3
15_8	15	8	98,14	0	-1736	-0,001	448,5	0	1	1,3
15_9	15	9	0	27,1	-1736	-141	0	0	1	1,3
15_10	15	10	-34,76	0	-1902	-0,001	-202,2	0	1	1,3
15_11	15	11	-57,93	0	-1736	-0,001	-337	0	1	1,3

Tabella 6 Reazioni pali plinto 2

PALI	A	B	C	D
1_1A	462,3	211,8	582,2	331,7
1_1B	211,8	462,3	331,7	582,2
1_1C	582,2	331,7	462,3	211,8
1_1D	331,7	582,2	211,8	462,3
1_1I	234,7	159,6	634,4	559,3
1_1J	159,6	234,7	559,3	634,4
1_1K	634,4	559,3	234,7	159,6
1_1L	559,3	634,4	159,6	234,7
1_2	548,2	687,3	548,2	687,3
1_7	635,2	635,2	600,3	600,3
1_8	460,6	692,4	460,6	692,4
1_9	605,5	605,5	547,5	547,5
1_10	667,8	567,7	667,8	567,7
1_11	660,0	493,0	660,0	493,0
2_1A	566,3	315,1	708,4	457,2
2_1B	315,1	566,3	457,2	708,4
2_1C	708,4	457,2	566,3	315,1

PALI	A	B	C	D
2_1D	457,2	708,4	315,1	566,3
2_1I	312,7	237,3	786,2	710,8
2_1J	237,3	312,7	710,8	786,2
2_1K	786,2	710,8	312,7	237,3
2_1L	710,8	786,2	237,3	312,7
2_2	817,8	884,2	817,8	884,2
2_7	885,7	885,7	816,3	816,3
2_8	712,9	823,6	712,9	823,6
2_9	826,0	826,0	710,5	710,5
2_10	883,0	819,0	883,0	819,0
2_11	821,5	715,0	821,5	715,0
6_1A	779,8	280,2	899,8	400,2
6_1B	280,2	779,8	400,2	899,8
6_1C	899,8	400,2	779,8	280,2
6_1D	400,2	899,8	280,2	779,8
6_1I	465,0	315,1	864,9	715,0
6_1J	315,1	465,0	715,0	864,9
6_1K	864,9	715,0	465,0	315,1
6_1L	715,0	864,9	315,1	465,0
6_2	826,0	1094,5	826,0	1094,5
6_7	970,6	970,6	949,9	949,9
6_8	658,5	1106,0	658,5	1106,0
6_9	899,5	899,5	865,0	865,0
6_10	1056,5	864,0	1056,5	864,0
6_11	1042,6	721,9	1042,6	721,9
7_1A	822,1	237,9	942,1	357,9
7_1B	237,9	822,1	357,9	942,1
7_1C	942,1	357,9	822,1	237,9
7_1D	357,9	942,1	237,9	822,1
7_1I	477,7	302,4	877,6	702,3
7_1J	302,4	477,7	702,3	877,6
7_1K	877,6	702,3	477,7	302,4
7_1L	702,3	877,6	302,4	477,7
7_2	826,8	1094,2	826,8	1094,2
7_7	970,8	970,8	950,2	950,2
7_8	659,8	1105,2	659,8	1105,2
7_9	899,7	899,7	865,3	865,3
7_10	1055,0	866,0	1055,0	866,0
7_11	1040,1	724,9	1040,1	724,9
8_1A	780,6	280,0	900,5	399,9

PALI	A	B	C	D
8_1B	280,0	780,6	399,9	900,5
8_1C	900,5	399,9	780,6	280,0
8_1D	399,9	900,5	280,0	780,6
8_1I	465,4	315,2	865,3	715,1
8_1J	315,2	465,4	715,1	865,3
8_1K	865,3	715,1	465,4	315,2
8_1L	715,1	865,3	315,2	465,4
8_2	826,5	1095,0	826,5	1095,0
8_7	971,1	971,1	950,4	950,4
8_8	659,1	1106,4	659,1	1106,4
8_9	899,9	899,9	865,6	865,6
8_10	1057,0	864,5	1057,0	864,5
8_11	1043,1	722,4	1043,1	722,4
14_1A	566,9	315,6	708,9	457,6
14_1B	315,6	566,9	457,6	708,9
14_1C	708,9	457,6	566,9	315,6
14_1D	457,6	708,9	315,6	566,9
14_1I	313,2	237,8	786,7	711,3
14_1J	237,8	313,2	711,3	786,7
14_1K	786,7	711,3	313,2	237,8
14_1L	711,3	786,7	237,8	313,2
14_2	818,8	885,2	818,8	885,2
14_7	879,6	879,6	824,4	824,4
14_8	713,7	824,3	713,7	824,3
14_9	814,9	814,9	723,1	723,1
14_10	884,0	820,0	884,0	820,0
14_11	822,3	715,7	822,3	715,7
15_1A	462,9	212,2	582,8	332,1
15_1B	212,2	462,9	332,1	582,8
15_1C	582,8	332,1	462,9	212,2
15_1D	332,1	582,8	212,2	462,9
15_1I	235,2	160,0	635,0	559,8
15_1J	160,0	235,2	559,8	635,0
15_1K	635,0	559,8	235,2	160,0
15_1L	559,8	635,0	160,0	235,2
15_2	548,9	688,1	548,9	688,1
15_7	632,4	632,4	604,6	604,6
15_8	461,1	692,9	461,1	692,9

PALI	A	B	C	D
15_9	600,2	600,2	553,8	553,8
15_10	668,6	568,4	668,6	568,4
15_11	660,5	493,5	660,5	493,5

Tabella 7 Valori massimi reazioni pali per combinazioni statiche plinto 2

MAX	1.057,0	1.106,4	1.057,0	1.106,4
MIN	460,6	493,0	460,6	493,0
CMB_MAX	8_10	8_8	8_10	8_8
CMB_MIN	1_8	1_11	1_8	1_11

Tabella 8 Valori massimi reazioni pali per combinazioni sismiche plinto 2

MAX	942,1	942,1	942,1	942,1
MIN	159,6	159,6	159,6	159,6
CMB_MAX	7_1C	7_1D	7_1A	7_1B
CMB_MIN	1_1J	1_1I	1_1L	1_1K

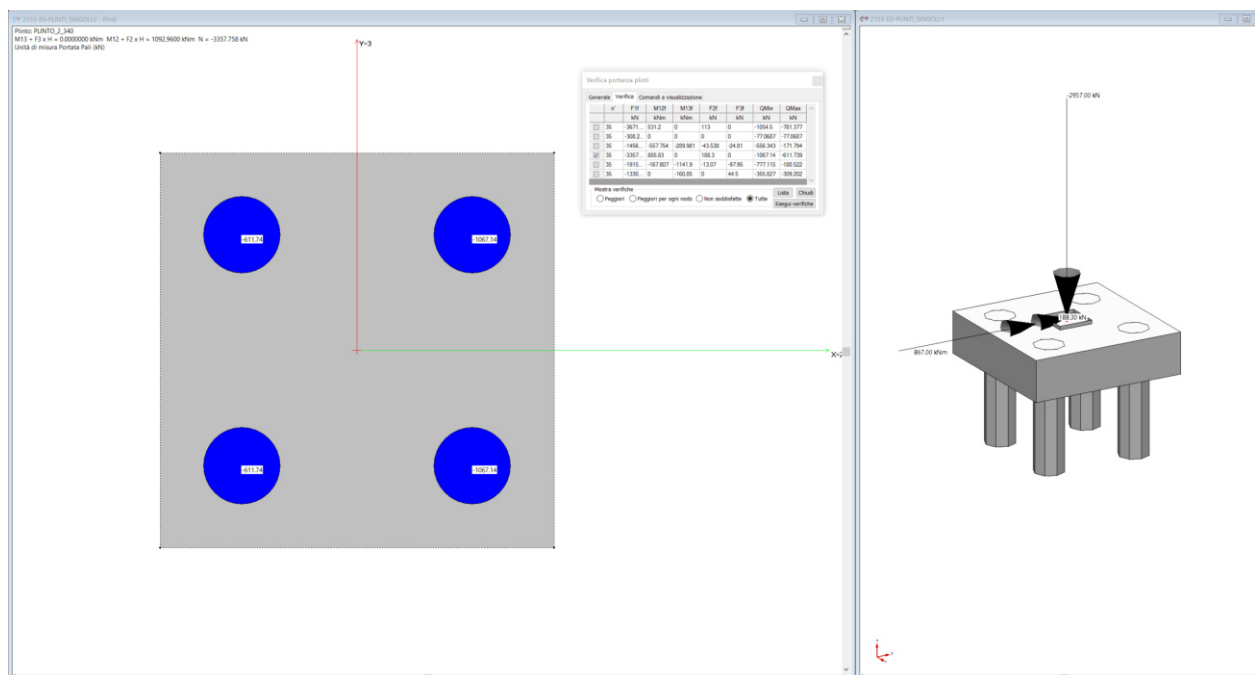


Figura 5 calcolo azioni massime pali CMP

3.3.2 Calcolo armature

3.3.3 Calcolo del plinto "PLINTO_2"

Le verifiche sono state eseguite secondo il DM 17/01/2018 a SLU.

Caratteristiche geometriche del plinto:

Altezza plinto $H = 410 \text{ cm}$

Base plinto $B = 410 \text{ cm}$

Altezza suola plinto: $H_s = 110 \text{ cm}$

Copriferro armatura inferiore del plinto: $c = 10 \text{ cm}$

Acciaio per le armature: B450C

f_d a trazione ($f_{d_{\text{traz}}}$): 391.304 N/mm^2

Materiale plinto: Cls C250/300_FITT

f_d a compressione (f_{cd}) = 141.667 N/mm^2 , f_d a trazione (f_{ctd}) = 3.25333 N/mm^2

Distanza dal punto di applicazione delle forze dall'intradosso plinto D1: 110 cm

Dati Pali

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Diametro (cm)
1	-120	-120	80
2	120	-120	80
3	120	120	80
4	-120	120	80

3.3.3.1 Verifiche di portanza plinto con involucro "INVILUPPO_PLINTI"

Sollecitazioni utilizzate: F1f, M12f, M13f, F2f, F3f

Plinto: PLINTO_2 P.to Appl.ne a D1(1.1 m) da intradosso plinto

n°Nodo	F1f(kN)	M12f(kNm)	M13f(kNm)	F2f(kN)	F3f(kN)
35	-3671.757	531.20000	0	113.00000	0
35	-1456.275	-557.7538	-289.9810	-43.53800	-24.81000

35	-3357.757	885.83002	0	188.30000	0
35	-1915.275	-167.8070	-1141.895	-13.07000	-97.95000
35	-1456.275	-557.7538	-289.9810	-43.53800	-24.81000
35	-3357.757	885.83002	0	188.30000	0
35	-1915.275	-167.8070	-1141.895	-13.07000	-97.95000
35	-1330.057	0	-160.8500	0	44.500000
35	-3357.757	885.83002	0	188.30000	0
35	-308.2750	0	0	0	0

Plinto: PLINTO_2 P.to Appl.ne a intradosso plinto

n°Nodo	F1f(kN)	M12f(kNm)	M13f(kNm)	QMax(kN)	QMin(kN)
35	-3671.757	655.50000	0	-781.3769	-1054.502
35	-1456.275	-605.6456	-317.2720	-171.7943	-556.3433
35	-3357.757	1092.9600	0	-611.7394	-1067.139
35	-1915.275	-182.1840	-1249.640	-180.5221	-777.1154
35	-1456.275	-605.6456	-317.2720	-171.7943	-556.3433
35	-3357.757	1092.9600	0	-611.7394	-1067.139
35	-1915.275	-182.1840	-1249.640	-180.5221	-777.1154
35	-1330.057	0	-111.9000	-309.2019	-355.8269
35	-3357.757	1092.9600	0	-611.7394	-1067.139
35	-308.2750	0	0	-77.06875	-77.06875

3.3.3.2 Calcolo armature suola direzione 2:

Momento 12 = 1600.71 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 20%

M12 ridotto = Momento 12 * 20% = 320.142 kNm

Amensola2 = M12 ridotto / (0.9 * (Hs - c) * $f_{d_{traz}}$) = 1.64344 cm²

A2 principale: A2 * Coeff. in L2 = 1.64344 cm² * 75% = 1.23258 cm²

A2 secondaria: A2 * Coeff. fuori L2 = 1.64344 cm² * 25% = 0.41086 cm²

Armatura 2 principale disposta 1 Ø 12 / 15 cm

Armatura 2 secondaria disposta 1 Ø 12 / 15 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: Lprinc2 = 195 cm

Per un totale di 13 Ø 12 pari a 14.7027 cm²

Larghezza di distribuzione armatura secondaria: Lsec2 = 215 cm

Per un totale di 2 Ø 12 pari a 2.26195 cm²

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.41857, x/d = 0.00857 (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

3.3.3.3 Calcolo armature suola direzione 3:

Momento 13 = 1386.39 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 20%

M13 ridotto = Momento 13 * 20% = 277.277 kNm

Amensola3 = M13 ridotto / (0.9 * (Hs - c) * $f_{d_{traz}}$) = 1.42415 cm²

A3 principale: A3 * Coeff. in L3 = 1.42415 cm² * 75% = 1.06811 cm²

A3 secondaria: $A3 * \text{Coeff. fuori L3} = 1.42415 \text{ cm}^2 * 25\% = 0.356038 \text{ cm}^2$

Armatura 3 principale disposta 1 $\varnothing 12 / 15 \text{ cm}$

Armatura 3 secondaria disposta 1 $\varnothing 12 / 15 \text{ cm}$

Larghezza di distribuzione armatura principale: $L_{\text{princ3}} = 195 \text{ cm}$

Per un totale di 13 $\varnothing 12$ pari a 14.7027 cm^2

Larghezza di distribuzione armatura secondaria: $L_{\text{sec3}} = 215 \text{ cm}$

Per un totale di 2 $\varnothing 12$ pari a 2.26195 cm^2

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.36253, $x/d = 0.00857$ (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

3.3.3.4 Calcolo armature tiranti dei pali per schema a traliccio:

Quota affidata allo schema a traliccio 100%

Direzione 2:

Per la direzione 2 il palo che genera trazione max. è il n° 3

$Q_{\text{maxpalo}} = -1067.14 \text{ kN}$ Inclinazione biella compressa: $\text{AngB} = 54.049^\circ$

Proiezione orizzontale compressione puntone: $\text{CompH} = Q_{\text{maxpalo}} * \tan(\text{AngB}) = 1471.43 \text{ kN}$

Trazione tirante traliccio dir.2 : $F_{\text{traz}} = 1040.46 \text{ kN}$

$T_{t2} = F_{\text{traz}} * 100\% = 1040.46 \text{ kN}$

$\text{Area}_{Tt2} = T_{t2} / f_{d_{\text{traz}}} = 26.5896 \text{ cm}^2$ pari a 7 $\varnothing 22$ Area = 26.6093 cm^2

Direzione 3:

Per la direzione 3 il palo che genera trazione max. è il n° 3

$Q_{\text{maxpalo}} = -1067.14 \text{ kN}$ Inclinazione biella compressa: $\text{AngB} = 54.049^\circ$

Proiezione orizzontale compressione puntone: $\text{CompH} = Q_{\text{maxpalo}} * \tan(\text{AngB}) = 1471.43 \text{ kN}$

Trazione tirante traliccio dir.3 : $F_{\text{traz}} = 1040.46 \text{ kN}$

$T_{t3} = F_{\text{traz}} * 100\% = 1040.46 \text{ kN}$

$\text{Area}_{Tt3} = T_{t3} / f_{d_{\text{traz}}} = 26.5896 \text{ cm}^2$ pari a 7 $\varnothing 22$ Area = 26.6093 cm^2

3.3.3.5 Verifica al punzonamento/taglio dei pali

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1; le verifiche vengono svolte per il minimo e massimo valore di forza trasmesso dal singolo palo.

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del palo con la eq 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro palo, d = altezza utile, $v_{Rd,max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. V_{Ed} è la forza di punzonamento trasmessa dal palo, positiva se di trazione.

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro con le eq.6.38 e EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u d} \leq v_{Rd,c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico. Se la distanza del perimetro critico è $2d$ $v_{Rd,c}$ è calcolato tramite la 6.47 EC2 (considerando la tensione normale σ_{cp} nulla), altrimenti si utilizza l'eq 6.50 EC2.

$\beta=1$ (essendo i pali soggetti a solo sforzo normale)

ρ_l è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (ρ_{l2} , ρ_{l3} sono relative alla direzione 2 e 3 del plinto).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo palo.

Palo n° 3 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -1067.14$ kN, $u_0 = 251.327$ cm, $u = 410$ cm, $d = 100$ cm, $\rho_l = 0.000193$, $\rho_{l2} = 0.000193$, $\rho_{l3} = 0.000193$, DLcr = 200 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.424601 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 28.3333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.260278 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.963467 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Max V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -77.0687 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 410 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000193, \rho_{I2} = 0.000193, \rho_{I3} = 0.000193, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0306647 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 28.3333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0187973 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.963467 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 1 (Min V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -781.377 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 410 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000193, \rho_{I2} = 0.000193, \rho_{I3} = 0.000193, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.3109 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 28.3333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.19058 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.963467 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 1 (Max V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -77.0687 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 410 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000193, \rho_{I2} = 0.000193, \rho_{I3} = 0.000193, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0306647 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 28.3333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0187973 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.963467 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 4 (Min V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -781.377 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 410 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000193, \rho_{I2} = 0.000193, \rho_{I3} = 0.000193, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.3109 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 28.3333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.19058 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.963467 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 4 (Max V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -77.0687 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 410 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000193, \rho_{I2} = 0.000193, \rho_{I3} = 0.000193, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0306647 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 28.3333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0187973 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.963467 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 2 (Min V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -1067.14 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 410 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000193, \rho_{I2} = 0.000193, \rho_{I3} = 0.000193, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.424601 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 28.3333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.260278 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.963467 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 2 (Max V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -77.0687 \text{ kN}, u_0 = 251.327 \text{ cm}, u = 410 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, \rho_I = 0.000193, \rho_{I2} = 0.000193, \rho_{I3} = 0.000193, \text{DLcr} = 200 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0306647 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,max} = 28.3333 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 0.0187973 \text{ N/mm}^2, v_{Rd,c} = 0.963467 \text{ N/mm}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica al taglio/punzonamento dei pali SODDISFATTA

3.3.3.6 Verifica al punzonamento del pilastro:

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1;

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del pilastro con la eq.6.51 e 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro pilastro, d = altezza utile, $v_{Rd,max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. $V_{Ed,red}$ è la forza netta di punzonamento trasmessa dal pilastro (eq.6.48 EC2), data dalla forza V_{Ed} (negativa se di compressione) trasmessa dal pilastro meno la relativa reazione del terreno o dei pali (depurata dal peso del plinto).

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro critico con le eq.6.50 e 6.51 EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u d} \leq v_{Rd,c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico.

Per entrambe le verifiche 6.4.3(2a,b) il coeff. β è calcolato sul perimetro critico "u".

ρ_l è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (ρ_{l2} , ρ_{l3} sono relative alla direzione 2 e 3 della sezione del pilastro).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo pilastro (in par.6.4.4 EC2 è indicato con "a").

Per il calcolo dell'armatura a punzonamento viene utilizzata l'eq.6.52 del par.6.4.5 EC2 per ferri piegati a 45°, uguagliandola alla tensione v_{Ed} ; $f_{ywd,ef}$ è la resistenza efficace dell'armatura a punzonamento vengono mostrati i valori che determinano la massima area di armatura.

Verifica al punzonamento per la sezione "PIL_90x90 [Rettangolare 90x90 cm]":

Verifica par.6.4.3(2a) EC2 (max $v_{Ed}/v_{Rd,max}$):

Sollecitazioni derivanti dal pilastro: $N = -3273.63 \text{ kN}$, $M_{12} = 531.2 \text{ kNm}$, $M_{13} = 0 \text{ kNm}$;

$V_{Ed} = -3273.63 \text{ kN}$, $u_0 = 360 \text{ cm}$, $u = 994.602 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000000$, $\rho_{I2} = 0.000000$, $\rho_{I3} = 0.000000$, $DLcr = 101 \text{ cm}$, $V_{Ed,red} = 3273.63 \text{ kN}$, $\beta = 1.09713$

$v_{Ed} = 0.997671 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,max} = 28.3333 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

coefficiente di sfruttamento $v_{Ed}/v_{Rd,max} = 0.0352119$

Verifica a punzonamento soddisfatta sulla base del pilastro.

Verifica par.6.4.3(2b) EC2 ($\max v_{Ed}/v_{Rd,c}$):

Sollecitazioni derivanti dal pilastro: $N = -3273.63 \text{ kN}$, $M_{12} = 531.2 \text{ kNm}$, $M_{13} = 0 \text{ kNm}$;

$V_{Ed} = -3273.63 \text{ kN}$, $u = 994.602 \text{ cm}$, $d = 100 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000000$, $\rho_{I2} = 0.000000$, $\rho_{I3} = 0.000000$, $DLcr = 101 \text{ cm}$, $V_{Ed,red} = 3273.63 \text{ kN}$, $\beta = 1.09713$

$v_{Ed} = 0.361111 \text{ N/mm}^2$, $v_{Rd,c} = 1.90786 \text{ N/mm}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

coefficiente di sfruttamento $v_{Ed}/v_{Rd,c} = 0.189276$

Verifica a punzonamento soddisfatta sul perimetro critico. Non è necessaria armatura a punzonamento.

4 ALLEGATI

Elenco allegati:

- a. Relazione geotecnica e sui pali di fondazione
- b. Piano preliminare di monitoraggio geotecnico e strutturale

Sonnenweg 16 Via del Sole
39011 Lana
Tel. 0473-561526
Fax 0473-559826
Email: info@h-b.it

PROGETTO:
COMPARTO C4: IMPIANTO DI
STOCCAGGIO, MESSA IN RISERVA
E PRETRATTAMENTO DI RIFIUTI
SOLIDI URBANI E SPECIALI E AREA
LOGISTICA COMPARTO C1

Committente:
IREN Ambiente S.p.A.

Rev.	Data	Elaborato	Controllato	Descrizione
0	28.11.2023	CSO	RMR	Prima emissione

Il progettista delle strutture geotecniche:
Dr. Ing. Claudio Bertagnolli

PROVINCIA DI PARMA

COMUNE DI PARMA

RELAZIONE DI CALCOLO

PALI DI FONDAZIONE

Documento n.:

2023-134_EXE_GEO_RST_001_0

Indice

1	Premessa	1
1.1	Descrizione generale e localizzazione	1
2	Le opere geotecniche	3
2.1	Software di calcolo, Normative di riferimento e altri documenti	3
2.2	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	5
3	Caratterizzazione geotecnica.....	6
3.1	Modello geotecnico	11
3.2	Valori di resistenza interfaccia pali.....	12
4	Modelli di calcolo.....	14
4.1	Materiali comuni ai modelli.....	14
4.1.1	Terreni ed interfacce – HSss	14
4.1.2	Elementi strutturali – Elastici lineari.....	15
5	Pali di fondazione	16
5.1	Descrizione e dimensioni.....	16
5.2	Modello di calcolo	17
5.2.1	Carichi considerati	17
5.2.2	Geometria e modello di calcolo.....	17
5.2.3	Verifiche SLE – Spostamenti e deformazioni	20
5.3	Verifica SLU – pali	21
5.3.1	Plinto 01.....	21
5.3.2	Plinto 02.....	24
5.3.3	Plinto 03/05	37
5.3.4	Plinto 04/06	40
5.3.5	Plinto 07	43
A	Allegato A: Nozioni di base indipendenti dal progetto	46
A.1	Ipotesi di calcoli generali	46
A.1.1	Valutazione della sicurezza.....	46
A.2	Azioni sulle strutture	51
A.2.1	Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo	51
A.2.2	Combinazioni delle azioni	53
A.2.3	Valori dei coefficienti parziali di sicurezza.....	53
A.2.4	Valori dei coefficienti di combinazione	55
A.3	Materiali	56
A.3.1	Calcestruzzo	56

A.3.2	Acciaio per cemento armato	58
-------	----------------------------------	----

1 Premessa

Nel presente capitolo sono fornite tutte le informazioni fondamentali, i vincoli progettuali ed i dati necessari alla stesura del presente documento. Su tali indicazioni si basano i successivi capitoli inerenti alla modellazione delle strutture portanti e dei carichi agenti. Tutte le nozioni necessarie per la comprensione del documento, così come le definizioni generali, le specifiche non progettuali possono essere reperite negli allegati.

1.1 Descrizione generale e localizzazione

La presente relazione di calcolo è riferita alla progettazione in fase di studio di Fattibilità Tecnico ed Economica delle opere geotecniche di fondazione relative ai lavori di *ampliamento del Polo Ambientali Integrato per la gestione dei rifiuti nell'ATO di Parma – Comparto C4: impianto di stoccaggio, messa in riserva e pretrattamento di rifiuti solidi urbani e speciali e area logistica Comparto C1*.

La progettazione delle opere cui sopra è affidata a Holzner & Bertagnolli Engineering srl.

La presente relazione deve essere letta congiuntamente agli altri elaborati facenti parte del progetto di Fattibilità Tecnico ed Economica.

La presente relazione deve essere letta congiuntamente agli altri elaborati facenti parte del progetto costruttivo.

La zona d'intervento è geograficamente localizzata in:

Stato:	Italia
Provincia:	Parma
Comune:	Parma
Strada:	della Lupa
CAP:	43122
Quota:	ca. 37-38 m s.l.m.

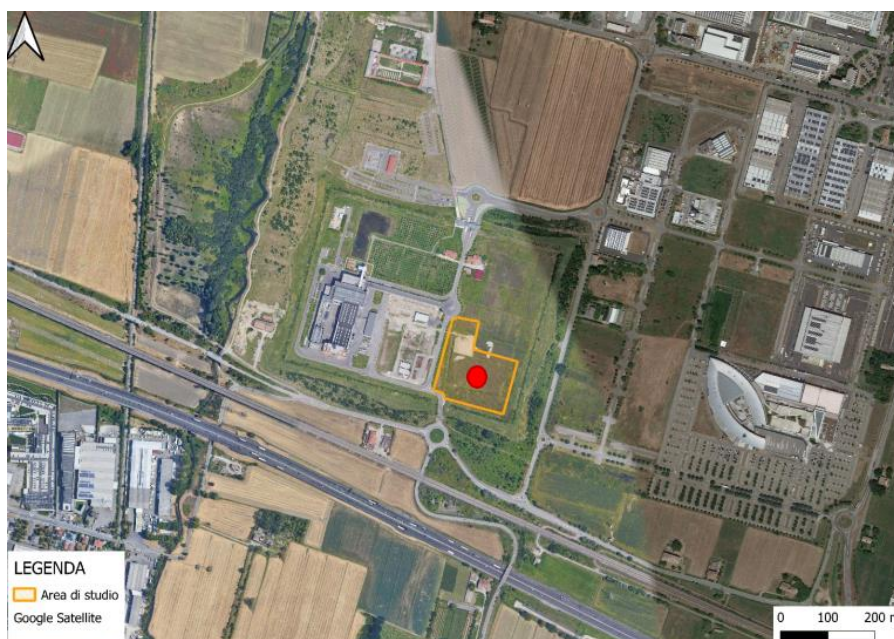


Figura 1: Zona d'intervento

Il progetto di ampliamento del Polo Ambientale Integrato per la gestione dei rifiuti nell'ATO di Parma prevede la realizzazione di un nuovo comparto denominato C4, che ospita una piattaforma dedicata allo stoccaggio e al trattamento dei rifiuti prima conferiti all'impianto di Cornocchio (PR). La struttura prefabbricata poggia su fondazioni a plinti, i quali poggiano su pali di fondazione che hanno la funzione di trasferire i carichi agli strati più profondi del terreno.

Per il dimensionamento delle strutture di fondazione si faccia riferimento al progetto redatto dallo studio Alfa solutions S.p.A.

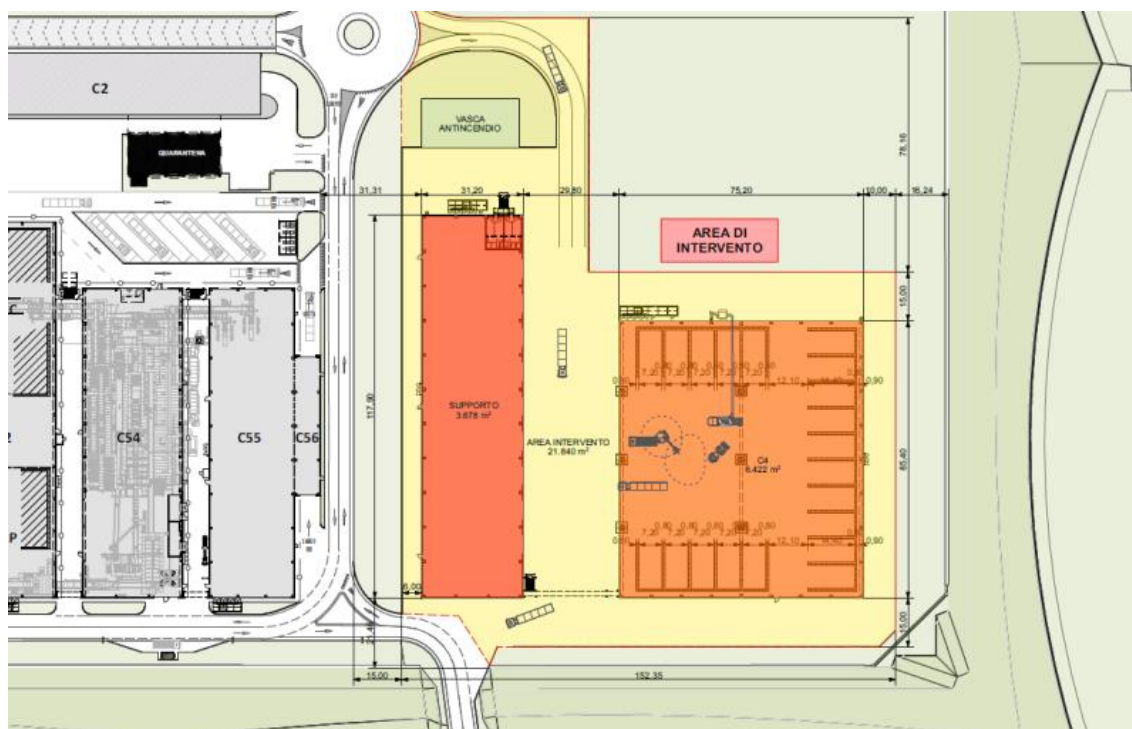


Figura 2: stralcio planimetria

2 Le opere geotecniche

2.1 Software di calcolo, Normative di riferimento e altri documenti

L'analisi ed il dimensionamento delle strutture portanti sono svolte con l'ausilio dei seguenti software di calcolo:

Nome	Tipologia	Versione
Scia Concrete Section	Programma di calcolo delle sezioni in calcestruzzo armato	21.1
Plaxis 3D	Programma di calcolo agli elementi finiti per il terreno	2021
Allplan	Software per il disegno strutturale 2D e 3D	2022

L'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti sono state controllate confrontando i risultati con calcoli ausiliari (NTC 2018, § 10.2).

La progettazione delle opere strutturali è stata svolta nel rispetto del D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", nel seguito richiamata NTC 2018, coadiuvate dalle normative nazionali specifiche:

#	Denominazione	Nome
[N1]	Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018	Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)
[N2]	Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7	Istruzioni per l'applicazione dell'« Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" » di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (Circ. NTC 2008)
[N3]	D.M. 16 febbraio 2007:	Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione

Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nella NTC 2018, si è fatto riferimento a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici (NTC 2018, § 1), in particolare agli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali:

#	Denominazione	Nome
[N4]	UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0	Criteri generali di progettazione strutturale
[N5]	UNI EN 1991-1-1: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture	Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
[N6]	UNI EN 1991-2-1: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture	Parte 1-2: Azioni in generale – Azioni sulle strutture esposte al fuoco
[N7]	UNI EN 1991-3-1: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture	Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve
[N8]	UNI EN 1991-4-1: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture	Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento
[N9]	UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo	Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
[N10]	UNI EN 1992-1-2: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo	Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
[N11]	UNI EN 1994-1-1: Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo	Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
[N12]	UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica	Parte 1: Regole generali
[N13]	UNI EN 1998-1: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica	Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

Alla base dei calcoli sono altresì presi in considerazione i seguenti elaborati, indicazioni e documentazione:

#	Tipologia documento	Autore (Impresa)	Data	Nome documento
[G2]	Relazione geologica	Dott. Geol. Andrea Panzani Dott. Geol. Stefano Righetti	Novembre 2023	Relazione Geologica R.ST.01.1

2.2 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

In seguito, sono definite la vita nominale, la classe d'uso e, di conseguenza, il periodo di riferimento per le opere geotecniche.

Per le opere permanenti:

- Vita nominale dell'opera strutturale $V_N = 50$ anni (NTC 2018, § 2.4.1)
- Classe d'uso
classe II (NTC 2018, § 2.4.2)
 $C_U = 1,0$
- Periodo di riferimento $V_R = 50 \times 1,0 = 50$ (NTC 2018, § 2.4.3)

3 Caratterizzazione geotecnica

Nel sito sono state considerate le informazioni geologiche estrapolabili dall'elaborato (G2), nella stessa sono indicate tutte le informazioni geologiche e idrogeologiche di rilievo, inoltre sono elencate le prove eseguite durante la campagna di indagine.

Carotaggio con prelievo del nucleo – profondità 35m	#	1
Carotaggio con prelievo del nucleo – profondità 20m	#	1
Prove SPT – da 26,50m a 33,95m nel S1	#	5
Prove CPTU – fino profondità 25m	#	18
Prova down-hole	#	1
Stendimenti tomografia elettrica	#	4
MASW	#	2
HVSR	#	3
Prove di permeabilità a carico variabile Lefranc	#	4
Prove pressiometriche Menard	#	4

I carotaggi hanno le seguenti caratteristiche:

carotaggio	L [m] da testa	Z [m s.l.m.] testa
S1	35	38,214
S2	20	37,639

Durante la campagna di indagine sono stati prelevati 16 campioni di terreno.

Campione	Tipologia	Z [m] da testa	Terreno	carotaggio
SH1-S1	Indisturbato	2.90-3.25	Argilla con limo	S1
SH2-S1	Indisturbato	6.00-6.40	Limo con argilla debolmente sabbioso	S1
SH3-S1	Indisturbato	9.50-10.00	Argilla con limo	S1
SH4-S1	Indisturbato	12.60-13.10	Argilla limosa	S1
SH5-S1	Indisturbato	16.35-16.85	Argilla con limo	S1
CD1-S1	disturbato	0.00-1.00	Ghiaia con argilla e limo e sabbiosa	S1
CD2-S1	disturbato	22.00-23.00	Limo con argilla	S1
CD3-S1	disturbato	28.90-29.50	Sabbia limosa e ghiaiosa e argillosa	S1
CD4-S1	disturbato	32.00-33.00	Ghiaia argillosa e limosa debolmente sabbiosa	S1
SH1-S2	Indisturbato	2.00-2.50	Limo con argilla debolmente sabbioso 13cm/S2 ghiaia sabbiosa 12cm	S2
SH2-S2	Indisturbato	4.90-5.40	Limo con argilla sabbioso	S2
SH3-S2	Indisturbato	10.45-11.00	Argilla limosa	S2
SH4-S2	Indisturbato	15.55-16.00	Argilla limosa	S2
CD1-S2	disturbato	0.00-1.00	Ghiaia con limo e argilla e sabbiosa	S2
CD2-S2	disturbato	3.50-4.00	Limo con argilla sabbioso	S2
CD3-S2	disturbato	16.80-17.20	Argilla con limo sabbiosa	S2

Sui campioni di terreno sono stati eseguite le seguenti indagini di laboratorio, utili alla caratterizzazione geotecnica nel modello costitutivo utilizzato.

Sondaggio	Campione	Classe campione	Profondità		γ _s	LL	LP	I.P.	I.C.	Granulometria				Prova Edometrica								Taglio Diretto		Triassiale UU
			(n.)	(n.)		da metri	a metri		(%)	(%)	(%)		G	S	L	A	Pc	O.C.R.	Moduli Edometrici (kPa)				c	
										(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)			49,0 - 98,1	98,1 - 196,1	196,1 - 392,3	392,3 - 784,5	(kPa)	(°)	(kPa)	
S1	SH1	Q5	2,90	3,33	2,75	49,1	28,1	21,0	1,0	0,0	1,6	39,9	58,5	177	3,0	2249	3632	6044	9463	11,3	19,3	72		
S1	SH2	Q5	6,00	6,40	2,71	33,5	23,2	10,3	0,5	0,0	9,6	64,5	25,9	191	1,7	2882	4432	7298	12691	5,8	21,7	66		
S1	SH3	Q4	9,50	9,95	2,76	68,6	31,0	37,6	0,8	0,0	0,3	25,8	73,9	47	0,3	1817	2399	4175	7533	6,2	18,3	69		
S1	SH4	Q5	12,60	12,90	2,77	77,2	36,2	41,0	0,9	0,0	0,4	18,7	80,9	85	0,4	1376	2314	3968	7322	7,6	16,6	86		
S1	SH5	Q5	16,35	16,75	2,76	66,5	34,4	32,1	0,7	0,0	0,4	26,7	72,9	51	0,2	1408	2192	3972	7888	11,9	16,7	50		
S2	SH1	Q5	2,00	2,25	2,73	44,2	23,0	21,2	1,3	0,0	9,4	49,9	40,7	278	6,5	11121	7223	8797	12195	5,1	22,5	●		
S2	SH2	Q5	4,90	5,20	2,72	34,1	21,5	12,6	0,6	0,0	10,8	56,1	33,1	20	0,2	1367	2457	4888	11255	5,9	27,9	36		
S2	SH3	Q5	10,45	10,85	2,76	68,4	33,4	35,0	1,1	0,0	3,4	18,1	78,5	171	0,9	3167	4452	6853	10360	7,2	19,7	81		
S2	SH4	Q5	15,55	16,05	2,76	66,2	31,3	34,9	0,5	0,0	1,5	21,7	76,8	47	0,2	986	1693	3159	5485	5,9	19,3	71		
S1	CD1	Q2	0,00	1,00	2,70	●	●	●	●	35,6	12,2	26,0	26,2	●	●	●	●	●	●	●	●	●		
S1	CD2	Q2	22,00	23,00	2,72	●	●	●	●	0,0	1,1	62,1	36,8	●	●	●	●	●	●	●	●	●		
S1	CD3	Q2	28,90	29,50	2,69	●	●	●	●	22,8	42,4	24,8	10,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●		
S1	CD4	Q2	32,00	33,00	2,71	●	●	●	●	56,8	7,8	11,0	24,4	●	●	●	●	●	●	●	●	●		
S2	CD1	Q2	0,00	1,00	2,70	●	●	●	●	38,0	8,7	28,3	25,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●		
S2	CD2	Q2	3,50	4,00	2,73	●	●	●	●	0,0	10,2	48,4	41,4	●	●	●	●	●	●	●	●	●		
S2	CD3	Q2	16,80	17,20	2,67	●	●	●	●	0,0	14,8	39,4	45,8	●	●	●	●	●	●	●	●	●		

Tabella 5 – Tabella riassuntiva dei parametri da indagini di laboratorio.

Dove:

γ_n = Densità naturale – W_n = Umidità naturale – γ_s = Peso specifico – LL = Limite Liquido – LP = Limite Plastico – IP = Indice di Plasticità – I.C. = Indice di Consistenza – Sr = Grado di saturazione – G = Ghiaia – S = Sabbia – L = Limo – A = Argilla – Pc = Pressione di Preconsolidazione – O.C.R. = Over Consolidation Ratio – C', ϕ' = Coesione e angolo di resistenza al taglio (tensioni efficaci da Taglio Diretto) – Cu = Coesione non drenata (da Triassiale Non consolidata Non drenata)

Figura 3: analisi sui campioni e risultati - estratto da (G2)



Figura 4: ubicazione prove con indicazione del profilo GEO1 riportato in seguito - estratto da (G2)

È stato inoltre installato 1 piezometro nel sondaggio S2 in grado di definire compiutamente l'altezza piezometrica. In aggiunta, sono stati installati, negli anni 2007 e 2008, 2 piezometri esterni all'area in esame, come indicato in figura.

Piezometro	Coordinata ED50 / UTM 32 Est = X	Coordinata ED50 / UTM 32 Nord = Y	Profondità finale [m]	Profondità tratto chiuso [m]	Profondità tratto fenestrato [m]
Pz1	607.342	966.527	4,60	da 0,00 a 1,60	da 1,60 a 4,60
Pz5	607.014	966.042	4,70	da 0,00 a 1,70	da 1,70 a 4,70



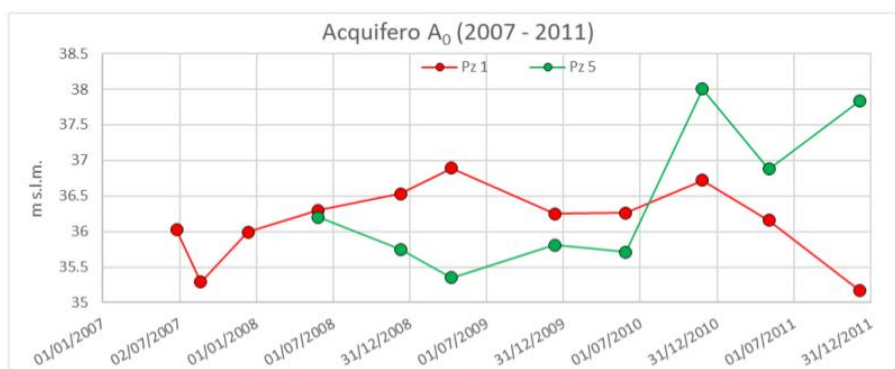


Figura 17– Livello di falda in m.s.l.m. misurato nei due piezometri intestati in A0 (2007 – 2011).

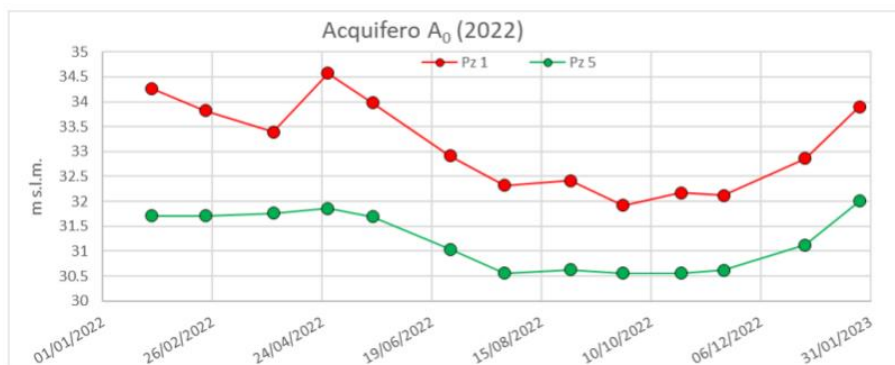


Figura 5: Ubicazione e informazioni dei piezometri Pz1 e Pz5 all'interno dell'area PAI - estratto da (G2)

Come riportato in [G2], dalla lettura dei dati piezometrici si osserva un'irregolarità che può trovare "giustificazione nella ridottissima permeabilità dei terreni al cui interno si trovano le acque in esame, che fa sì che i livelli, a causa della difficoltà di porsi in equilibrio col contesto circostante, siano condizionati prevalentemente da fattori locali."

Per quanto riguarda il piezometro installato nel foro di sondaggio S2, esso ha registrato una quota di falda assoluta di 35,16 m s.l.m..

3.1 Modello geotecnico

Sulla base del modello geologico identificato e sulla campagna di indagini effettuata è stata identificata la seguente stratigrafia.

Unità Geotecnica	Unità geologica di rif.	Potenza[m]	Z _{start} [m]	Z _{end} [m]
A	A	1	p.c.	-1,00
B	B	1,80	-1,00	-2,80
C	C+D+E+F+G	25,60	-2,80	-28,40
D	Strato ghiaioso S1	5,10	-28,40	-33,50
C	C+D+E+F+G		-33,50	-

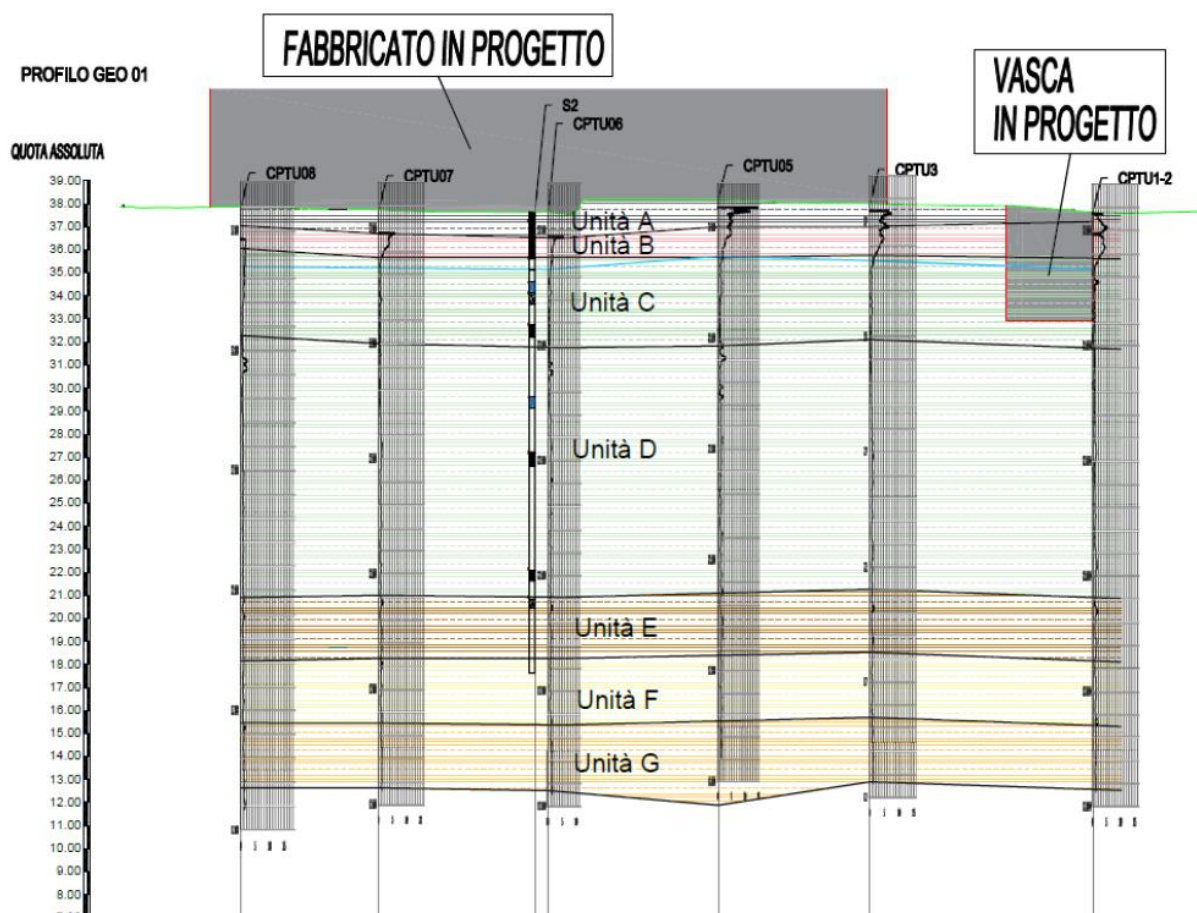


Figura 6: Stratigrafia terreno da (G2)

Sono stati utilizzati metodi ricavati da bibliografia per correlare i risultati delle prove con i parametri geotecnici richiesti dal modello costitutivo scelto dal progettista.

I principali parametri del modello costitutivo HSS (Hardening Soil Small Strains) nel loro valore caratteristico sono riportati nel capitolo 4.1.1.

La quota della falda durante le fasi di esercizio dell'opera è di 35,16 m s.l.m., che corrispondono ad una soggiacenza di 2,85 m dal piano di riferimento per il modello (+38,00 m s.l.m.).

3.2 Valori di resistenza interfaccia pali

Le correlazioni empiriche sono identificate in funzione della tecnologia di costruzione del palo e dalla sua dimensione.

Per pali trivellati in terreni coesivi, sulla base dei valori di coesione non drenata, si sono ricavati i seguenti valori di resistenza, validi per tutti gli strati attraversati dai pali (valori desunti da correlazioni in *EA-Pfähle*).

Table 5.15 Empirical data ranges for the characteristic skin friction $q_{s,k}$ for bored piles in cohesive soils

Shear strength $c_{u,k}$ of the undrained soil [kN/m ²]	Ultimate limit state value $q_{s,k}$ of pile skin friction [kN/m ²]
60	30–40
150	50–65
≥ 250	65–85
Intermediate values may be linearly interpolated.	

A conferma dei valori di letteratura, è stato modellato un singolo palo sottoposto a trazione con l'ausilio del software agli elementi finiti Plaxis 3d. Il comportamento a rottura, osservando le tensioni tangenziali tra palo e terreno circostante, è significativo per valutare il valore caratteristico di resistenza laterale del singolo palo nella stratigrafia reale.

Il palo è modellato con diametro $\varnothing 800\text{mm}$ e lunghezza 20m; l'interazione con il terreno circostante è modellata tramite elementi "interfaces".

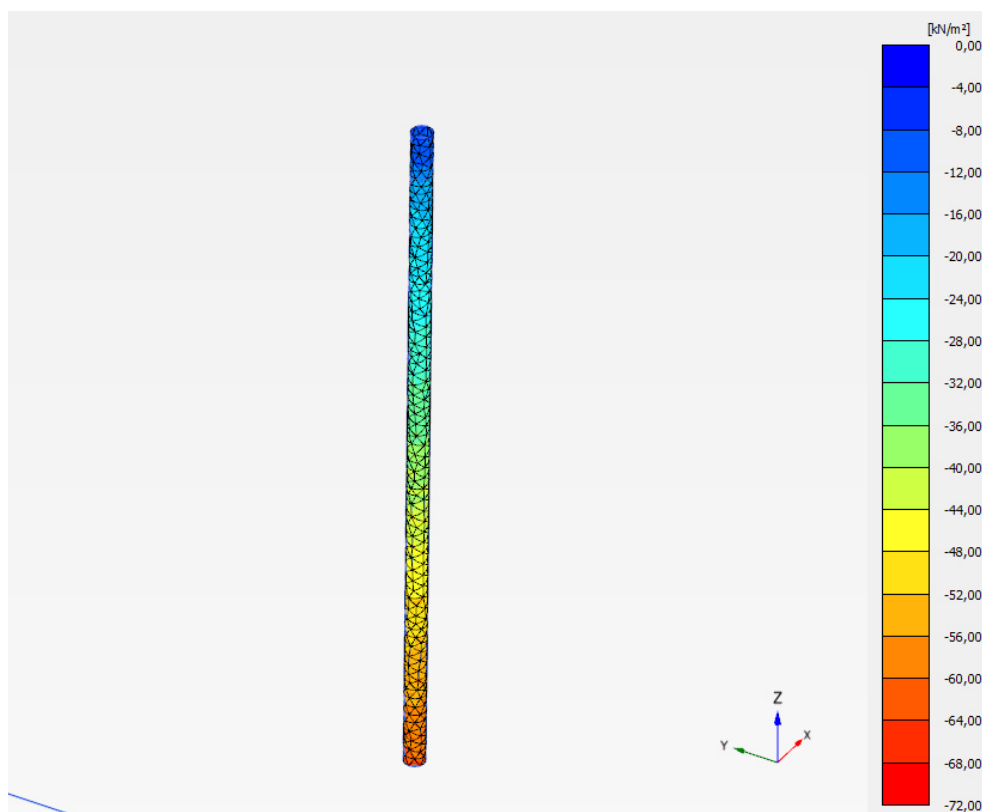


Figura 7: Shear stress t_1 – resistenza laterale – palo a rottura per trazione

La modellazione risulta essere in linea con i valori da letteratura. Si considera un valore medio di 35 kN/m^2 .

Table 5.14 Empirical data ranges for the characteristic base resistance $q_{b,k}$ for bored piles in cohesive soils

Relative settlement of the pile head s/D_p or s/D_b	Pile base resistance $q_{b,k}$ [kN/m ²]		
	Shear strength $c_{u,k}$ of the undrained soil [kN/m ²]		
	100	150	250
0,02	350–450	600–750	950–1 200
0,03	450–550	700–900	1 200–1 450
0,10 ($\hat{=}$ s_p)	800–1 000	1 200–1 500	1 600–2 000
Intermediate values may be linearly interpolated. For bored piles with a flared base the values are reduced to 75 %.			

Per la portata di punta si considera il limite inferiore dell'intervallo indicato nella tabella in corrispondenza del valore riconducibile a un cedimento pari a $0,10D$ in quanto si tratta di verifiche a stato limite ultimo.

Si considera che il palo si immorsi per tutta la lunghezza nello strato argilloso, come riportato nel paragrafo precedente (trascurata la presenza dello strato B).

Unità Geotecnica	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]
Argille	35	800

Con:

$q_{s,k}$ = resistenza laterale

$q_{b,k}$ = resistenza alla punta

Vista la disposizione dei pali al di sotto dei plinti di fondazione, si considera sull'effetto delle portate, un fattore che tiene in considerazione l'effetto gruppo. Al fine di considerarlo, si è fatto riferimento a un approccio che, a seconda della geometria, definisce un fattore riduttivo (*Piles and Pile Foundations*, Viggiani Mandolini e Russo).

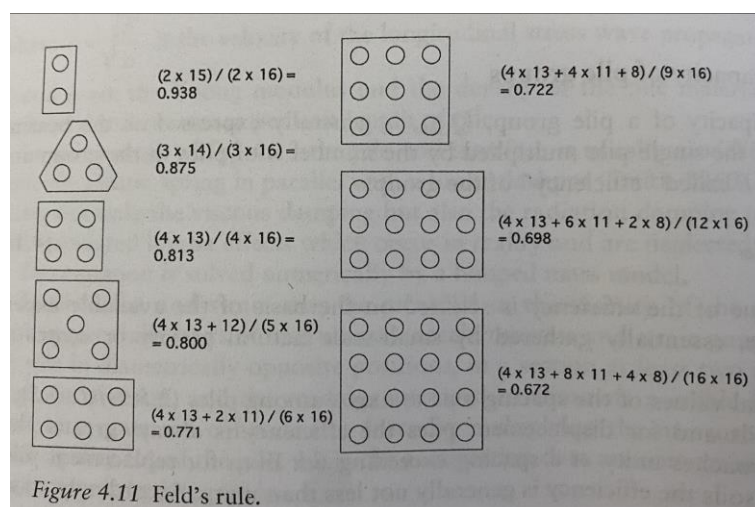


Figura 8: estratto da *Piles and Pile Foundations*, Viggiani Mandolini e Russo

4 Modelli di calcolo

4.1 Materiali comuni ai modelli

In questa sezione vengono elencati i materiali comuni a tutti i modelli.

4.1.1 Terreni ed interfacce – HSss






Property	Unit	Value	Value	Value	Value
Material set					
Identification number		1	2	3	4
Identification		Sabbia+Ghiaie (H)	Argille (C+D+E+F+G)	Riporto (A)	Limo (B)
Material model		HS small	HS small	HS small	HS small
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained
Colour		 RGB 161, 226, 232	 RGB 134, 234, 162	 RGB 236, 232, 156	 RGB 195, 229, 249
Comments					
General properties					
γ_{unsat}	kN/m ³	20,00	18,00	19,00	19,00
γ_{sat}	kN/m ³	21,00	19,00	20,00	20,00
Stiffness					
E_{50}^{ref}	kN/m ²	50,00E3	3800	10,00E3	5000
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	50,00E3	2200	10,00E3	5000
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	150,0E3	11,40E3	30,00E3	15,00E3
power (m)		0,7000	0,5000	0,5000	0,7000
Alternatives					
Use alternatives		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
C_c		6,900E-3	0,1568	0,03450	0,06900
C_s		2,070E-3	0,02724	0,01035	0,02070
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
Strength					
c_{ref}	kN/m ²	5,000	7,000	0,000	5,000
ϕ (phi)	°	31,00	20,00	30,00	22,00
ψ (psi)	°	1,000	0,000	0,000	0,000
Small strain					
$\gamma_{0,7}$		0,1000E-3	0,2000E-3	0,2000E-3	0,2000E-3
G_0^{ref}	kN/m ²	160,0E3	33,00E3	62,50E3	42,00E3
Advanced					
Set to default values		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Stiffness					
ν_{ur}		0,2000	0,2000	0,2000	0,2000
p_{ref}	kN/m ²	100,0	100,0	100,0	100,0
K_0^{nc}		0,4850	0,6580	0,5000	0,6254

Figura 9: Parametri geotecnici considerati – valori caratteristici

4.1.2 Elementi strutturali – Elastici lineari

Property	Unit	Value
Material set		
Identification number		5
Identification		CLS
Material model		Linear elastic
Drainage type		Non-porous
Colour		 RGB 242, 252, 54
Comments		
General properties		
γ_{unsat}	kN/m ³	25,00
γ_{sat}	kN/m ³	25,00

Stiffness		
E	kN/m ²	30,00E6
ν (nu)		0,2000
Alternatives		
G	kN/m ²	12,50E6
E_{oed}	kN/m ²	33,33E6

Figura 10: Calcestruzzo

5 Pali di fondazione

5.1 Descrizione e dimensioni

Sono modellati gli elementi necessari allo studio di interazione terreno-struttura, con un modello sufficientemente grande tale da influenzare i risultati in maniera minima ed accettabile.

L'area oggetto di intervento presenta due porzioni, l'edificio C4A e C4B con palazzina adiacente, come riportato nella figura sottostante. Gli edifici poggiano su fondazioni a plinti, i quali a loro volta risultano poggiare su pali di fondazione. Si realizzano pali trivellati ad elica continua (CFA) in calcestruzzo di diametro pari a 800 mm. I pali hanno funzione portante. I plinti hanno uno spessore costante di 110cm (estradosso 37,70 m s.l.m.).

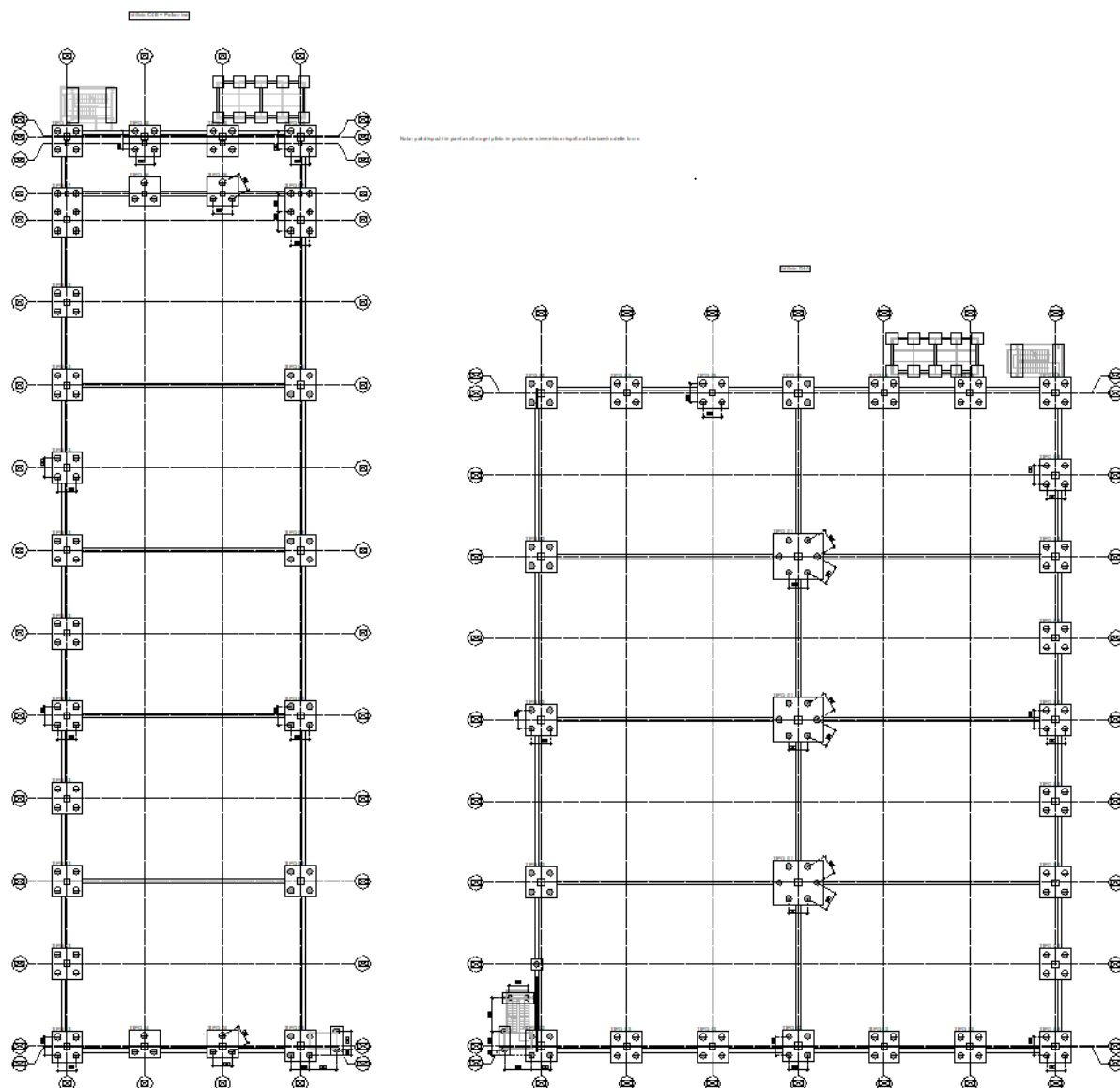


Figura 11: Planimetria di riferimento

In base alla geometria, al numero di pali e all'entità dei carichi, si individuano 7 tipologie di fondazioni differenti.

In particolare:

- Plinto 01: 6 pali $\varnothing 800\text{mm}$, $L=20\text{m}$;
- Plinto 02: 4 pali $\varnothing 800\text{mm}$, $L=20\text{m}$;
- Plinto 03 e 05: 4 pali $\varnothing 800\text{mm}$, $L=10\text{m}$;
- Plinto 04 e 06: 3 pali $\varnothing 800\text{mm}$, $L=10\text{m}$;
- Plinto 07: 6 pali $\varnothing 800\text{mm}$, $L=14\text{m}$.

5.2 Modello di calcolo

5.2.1 Carichi considerati

Si riportano in seguito i carichi considerati.

Per la verifica della portata del palo è stato considerato il valore di sforzo normale massimo derivato dalla seguente tabella; per il comportamento di deformazione si è fatto riferimento alla combinazione corrispondente, analizzata in termini caratteristici, dividendo le singole sollecitazioni per un fattore di 1,4 (vd. Parte strutture).

C4A

RIASSUNTO INVILUPPO REAZIONI SUI PALI
(dati in kN)

	SLU					SLV (già amplificate 1.1 CDB)				
	N	Fx	Fy	PLINTO	CMB	N	Fx	Fy	PLINTO	CMB
PLINTO 01c	993	3,7	0	5	8 11	881	17,5	16,3	9	1I 1J 1K 1L
PLINTO 02	1105	47	23	8	8	967	23	22,25	7	1A 1B 1C 1D
PLINTO 03	614	27,5	1	18	11	635	23,25	13,25	17	1B
PLINTO 04	303	0	31,25	20	9	191	1,5	4	27	1K 1L

C4B+PALAZZINA

RIASSUNTO INVILUPPO REAZIONI SUI PALI (dati in kN)
C4B + PALAZZINA

	SLU					SLV (già amplificate 1.1 CDB)				
	N	Fx	Fy	PLINTO	CMB	N	Fx	Fy	PLINTO	CMB
PLINTO 02	1084	48,25	10	5	11	832	16	15,25	5	1A 1B 1C 1D
PLINTO 03	662	31,5	10	4	8	623	20	12,5	10	1A 1B 1C 1D
PLINTO 04	298	0	30,5	20	9	182	4	4	20	1A 1B 1C 1D
PLINTO 05	559	13	15,5	18+7	11	637	20,5	30	18+7	1A 1B
PLINTO 06	324	0	0	13	2	366	11,5	15	13	1A 1B 1C 1D
PLINTO 07	804	23,5	1	17+10	10	740	15	20	17+10	1I 1J

5.2.2 Geometria e modello di calcolo

I pali sono stati modellati in Plaxis 3D in ambiente tridimensionale. Il terreno è modellato con elementi volumetrici (10-node tetrahedral elements), plinti e pali sono stati modellati come elementi di volume. Come modello costitutivo per il terreno si utilizza il modello HS SMALL (vedi capitolo relativo nella relazione). Gli elementi strutturali presentano modello costitutivo "linear elastic". La corretta interazione tra gli elementi strutturali e il terreno è modellata tramite un elemento tipo "interface".

Per ulteriori informazioni si rimanda alla documentazione tecnica sul sito: www.plaxis.nl

5.2.2.1 Pali

Sono stati modellati due tipologie di plinti per valutarne il comportamento deformativo.

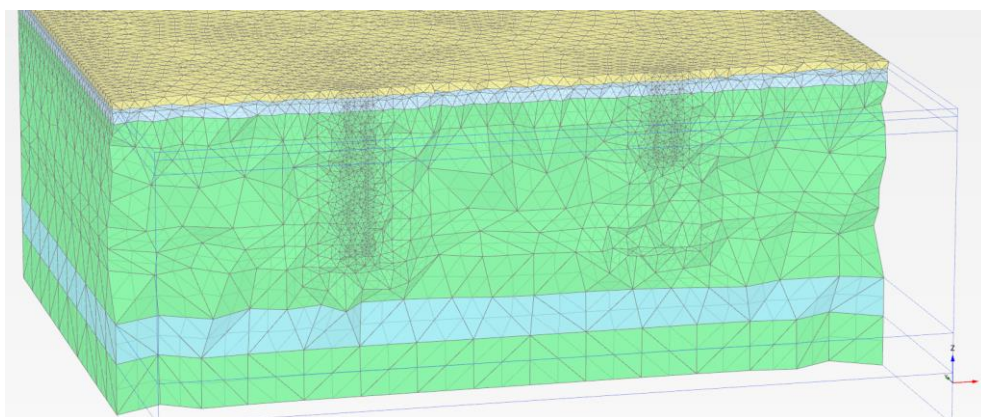
- Plinto 02: 4 pali $\varnothing 800\text{mm}$, $L=20\text{m}$;
- Plinto 03: 4 pali $\varnothing 800\text{mm}$, $L=10\text{m}$.

5.2.2.2 Fasi esecutive

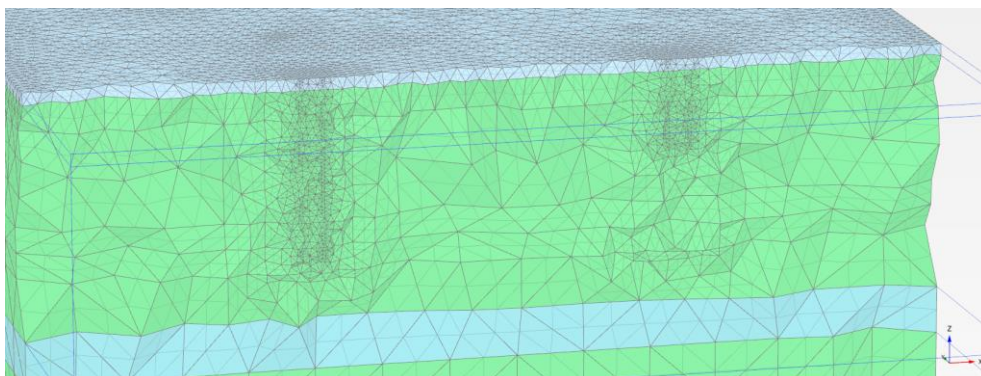
A seguire vengono illustrate le varie fasi esecutive modellate all'interno delle analisi svolte.

- Fase 00: Condizione geostatica in condizione iniziale;
 Fase 01: scavo fino a quota intradosso magrone
 Fase 02: Realizzazione pali
 Fase 03: Getto plinti
 Fase 04: Applicazione dei carichi

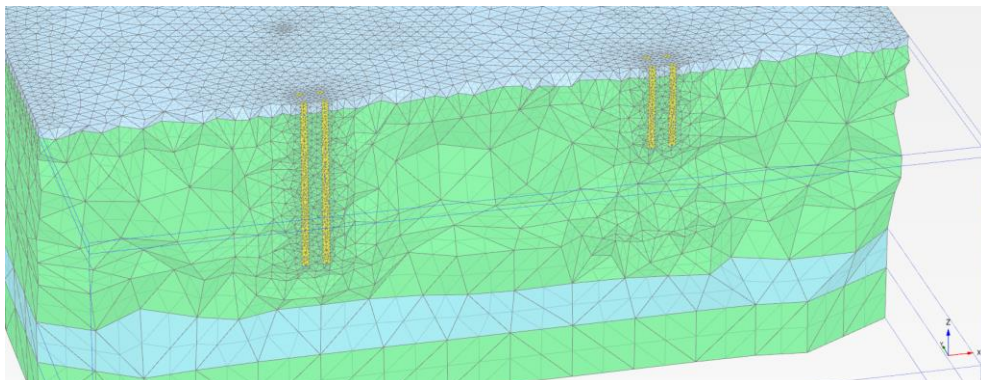
Fase 00



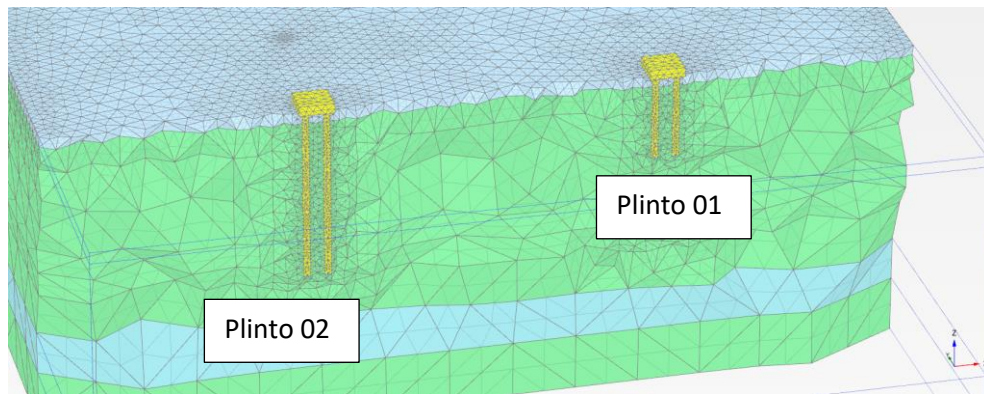
Fase 01



Fase 02



Fase 03



Fase 04

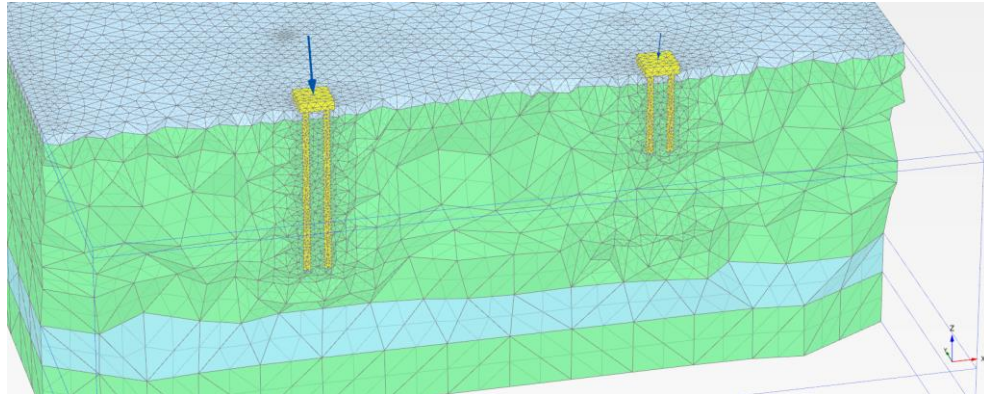


Figura 12: Sequenza esecutiva

5.2.3 Verifiche SLE – Spostamenti e deformazioni

Si riportano in seguito le deformate relative alla fase finale del modello di calcolo.

Le combinazioni di carico considerate per i due plinti sono le seguenti (fattore 1,4 rispetto alle combinazioni ricevute da Studio Alfa):

C4A	asta	CMB		ASTA	CMB	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Plinto 02	8	8	slu/1,4	8	8	134,50	0,00	-2113,57	0,00	619,00	0,00
Plinto 03	18	11	slu/1,4	18	11	-78,14	0,00	-933,57	0,00	-447,79	0,00

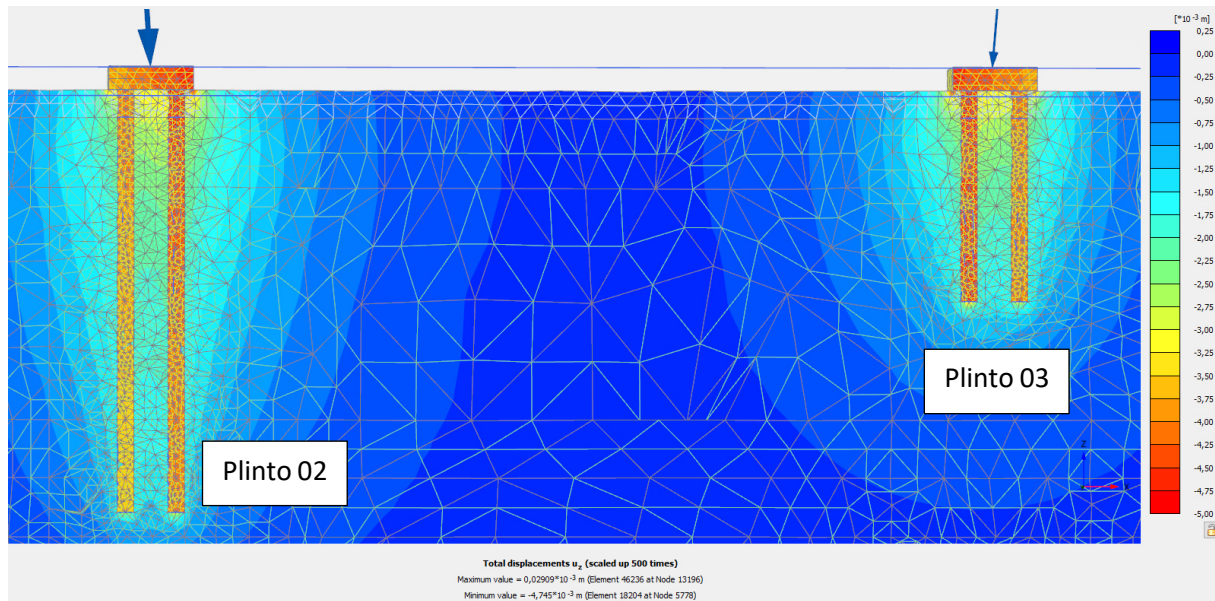


Figura 13: Spostamenti verticali a confronto

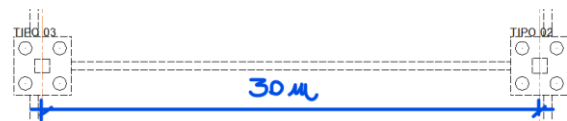
Si nota come gli spostamenti verticali risultano essere della stessa entità per i due sistemi con pali di lunghezza differente, presentando un valore massimo dell'ordine dei 4,7mm. Essi sono compatibili con l'equilibrio della struttura e la sua regolare funzionalità in esercizio.

Deformazioni equivalenti in punti diversi della struttura minimizzano i cedimenti differenziali ed evitano rotazioni rigide tra le parti della struttura.

Considerando un limite di progetto della distorsione angolare di 1/300, che è un valore congruo alla struttura in oggetto, si verifica i risultati siano entro i limiti prescritti.

Verifica SLE deformata

Lunghezza considerata $L = 30000 \text{ mm}$



Inclinazione massima $\delta_{\max} = 1/300$

Verifica $\delta = 1/(30000/0,5) = 1/60000 < \delta_{\max}$

5.3 Verifica SLU – pali

5.3.1 Plinto 01

Descrizione:	Pali trivellati CFA
Geometria:	6 pali D=80cm L=20m
Materiale:	C30/37 XC2 XA1 SCC d _{max} =16mm
Copriferro	75mm
N_{max} SLU/SLV	995 kN
Armatura longitudinale	14 Ø16 B450C
Armatura trasversale	Spirale Ø14/15 B450C

5.3.1.1 Portata palo singolo

Capacità portante

Coefficienti di riferimento			
Tipologia pali:	Pali ad elica continua/Sneckenbohrpfähle		
Numero prove secondo Tab. 6.4.IV:	≥ 10		
Sollecitazione di	Compressione		
	A1 C1	A2 C1	
	(STR)	(GEO)	
Combinazione:	A1+M1+R1	A1+M1+R3	
Coefficienti parziali per le azioni (A ₁)	Y _{G1}	1,30	1,30
	Y _{G2}	1,50	1,50
	Y _{Q1}	1,50	1,50
	Y _{tan(φ)}	1,00	1,00
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M ₁)	Y _c	1,00	1,00
	Y _{cu}	1,00	1,00
	Y _γ	1,00	1,00
Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche		(STR)	(GEO)
Base		1,00	1,30
Laterale in compressione		1,00	1,15
Totale*		1,00	1,25
Laterale in trazione		1,00	1,25
*da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prova di carico di progetto			
Coefficiente impiegato nella seguente relazione: ξ ₄			
Coefficiente di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III			
ξ ₁ ---			
ξ ₂ ---			
Coefficiente di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV			
ξ ₃ 1,40			
ξ ₄ 1,21			
Coefficiente di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V			
ξ ₅ ---			
ξ ₆ ---			
Coefficiente di correlazione			
Valore definito dall'utente ξ _{u/b}			

Geometria palo	
Diametro palo:	φ = 0,80 m
Lunghezza palo:	L = 20,00 m

Stratigrafia terreno						
	Profondità [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	q _k * [kN/m²]
1° strato	26,90	19,00	20,00	10,00	60,00	35,00
2° strato						
3° strato						
4° strato						
*) Valore definito dall'utente						
Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermyer						
Tipologia terreno						
	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	α _s	α _s *			
1° strato	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	---	1,00			
2° strato	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	---	1,00			
3° strato		---				
4° strato		---				
*) Valore definito dall'utente						

Carichi agenti			
	G _{1k}	G _{2k}	Q _k
Carico verticale alla base, escluso peso proprio			0,00 kN
Carico verticale alla base, incluso peso proprio	70,37		70,37 kN
Sollecitazione verticale totale di progetto			
	(STR)	(GEO)	
E _d =	1084,48 kN	1084,48 kN	

Carico limite palo									
Carico limite per resistenza laterale									
	tan (φ)	k	l _{calc} [m]	RI [m²]	q _k [kN/m²]	q _k [kN/m²]	(STR)	(GEO)	
1° strato	0,36	0,66	20,00	50,27	35,00	35,00			
2° strato									
3° strato									
4° strato									
Carico limite di punta									
Profondità [m]	σ _z [kN/m²]	φ [°]	c' [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	N _q [kN/m²]	N _c [kN/m²]	Q _b * [kN]	Q _b [kN]	Q _b [kN]
20,00	380,00						402,12	402,12	402,12
*) Valore definito dall'utente									
Resistenza di progetto laterale									
Resistenza di progetto alla base									
Resistenza di progetto									
Grado d'utilizzo									
Verifica a carico limite									

5.3.1.2 Effetto di gruppo

a =	240	cm
D =	80,00	cm
a/l	0,12	
Lunghezza palo (profondità di infissione)	20,0	m
Effetto gruppo		
Fattore di riduzione effetto gruppo:	0,771	[-]
Resistenza singolo palo $R_{z,Rd}$ =	1520	kN
Resistenza singolo palo con effetto gruppo $R_{z,Rd}$ =	1172	kN
Sollecitazioni sul palo		
$R_{z,d}$ (compreso peso proprio palo) =	1084	kN
Grado di sfruttamento del singolo palo η =	0,71	$\leq 1,0 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta
Grado di sfruttamento singolo palo con effetto gruppo η =	0,93	$\leq 1,0 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta

5.3.1.3 Armatura

La verifica dell'armatura tiene in considerazione lo sforzo normale di progetto e un momento flettente in testa dato da un'eccentricità accidentale pari a $D/30=27\text{mm}$, arrotondata per eccesso a 5 cm.

Per le verifiche SLE, le sollecitazioni sono state fattorizzate di 1,4.

Si faccia riferimento al paragrafo 5.3.2.3, è stato verificato il palo più caricato.

5.3.2 Plinto 02

Descrizione:	Pali trivellati CFA
Geometria:	4 pali D=80cm L=20m
Materiale:	C30/37 XC2 XA1 SCC dmax=16mm
Copriferro	75mm
N_{max} SLU/SLV	1105 kN
Armatura longitudinale	14 ø16 B450C
Armatura trasversale	Spirale ø14/15 B450C

5.3.2.1 Portata palo singolo

Capacità portante

Coefficienti di riferimento			
Tipologia pali:	Pali ad elica continua/Sneckenbohrpfähle		
Numero prove secondo Tab. 6.4.IV:	≥ 10		
Sollecitazione di	Compressione		
	A1 C1	A2 C1	
	(STR)	(GEO)	
Combinazione:	A1+M1+R1	A1+M1+R3	
Coefficienti parziali per le azioni (A ₁)	Y _{G1}	1,30	1,30
	Y _{G2}	1,50	1,50
	Y _{Q1}	1,50	1,50
	Y _{tan(φ)}	1,00	1,00
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M ₁)	Y _c	1,00	1,00
	Y _{cu}	1,00	1,00
	Y _γ	1,00	1,00
Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche		(STR)	(GEO)
Base	γ _b	1,00	1,30
Laterale in compressione	γ _s	1,00	1,15
Totale*	γ _t	1,00	1,25
Laterale in trazione	γ _{st}	1,00	1,25
*da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prova di carico di progetto			
Coefficienti impiegati nella seguente relazione: ξ ₄			
Coefficienti di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III			
ξ ₁ ---			
ξ ₂ ---			
Coefficienti di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV			
ξ ₃ 1,40			
ξ ₄ 1,21			
Coefficienti di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V			
ξ ₅ ---			
ξ ₆ ---			
Coefficienti di correlazione			
Valore definito dall'utente ξ _{u/b}			

Geometria palo	
Diametro palo:	φ = 0,80 m
Lunghezza palo:	L = 20,00 m

Stratigrafia terreno						
	Profondità [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	q _k * [kN/m²]
1° strato	26,90	19,00	20,00	10,00	60,00	35,00
2° strato						
3° strato						
4° strato						
*) Valore definito dall'utente						
Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermyer						
Tipologia terreno						
	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	α _s	α _s *			
1° strato	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	---	1,00			
2° strato	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	---	1,00			
3° strato	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	---				
4° strato	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	---				
*) Valore definito dall'utente						

Carichi agenti				
	G _{1k}	G _{2k}	Q _k	G _{1k} + Q _k
Carico verticale alla base, escluso peso proprio				0,00 kN
Carico verticale alla base, incluso peso proprio	70,37			70,37 kN
Sollecitazione verticale totale di progetto				
slu/1,4				
(STR) (GEO)				
E _d = 1196,48 kN 1196,48 kN				

Carico limite palo									
Carico limite per resistenza laterale									
	tan (φ)	k	l _{calc} [m]	RI [m²]	q _k [kN/m²]	q _k [kN/m²]	(STR) Q _{sk} [kN]	(GEO) Q _{sk} [kN]	
1° strato	0,36	0,66	20,00	50,27	35,00	35,00	1759,29	1759,29	
2° strato									
3° strato									
4° strato							1759,29	1759,29	
Carico limite di punta									
Profondità [m]	σ _z [kN/m²]	φ [°]	c' [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	N _q [kN/m²]	N _c [kN/m²]	Q _b * [kN]	Q _{bk} [kN]	Q _{bk} [kN]
20,00	380,00						402,12	402,12	402,12
*) Valore definito dall'utente									
Resistenza di progetto laterale									
Resistenza di progetto alla base									
Resistenza di progetto									
Grado d'utilizzo η = E _d / R _d 67% 79%									
Verifica a carico limite R _d ≥ E _d Verifica OK Verifica OK									

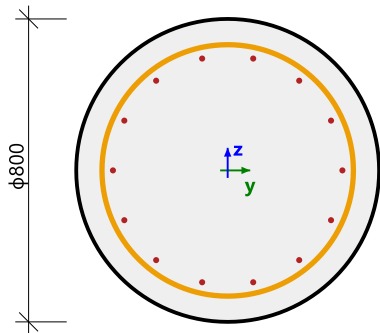
5.3.2.2 Effetto di gruppo

a =	240	cm
D =	80,00	cm
a/l	0,12	
Lunghezza palo (profondità di infissione)	20,0	m
Effetto gruppo		
Fattore di riduzione effetto gruppo:	0,813	[-]
Resistenza singolo palo $R_{z,Rd}$ =	1520	kN
Resistenza singolo palo con effetto gruppo $R_{z,Rd}$ =	1236	kN
Sollecitazioni sul palo		
$R_{z,d}$ (compreso peso proprio palo) =	1196	kN
Grado di sfruttamento del singolo palo η =	0,79	$\leq 1,0 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta
Grado di sfruttamento singolo palo con effetto gruppo η =	0,97	$\leq 1,0 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta

5.3.2.3 Armatura

La verifica dell'armatura tiene in considerazione lo sforzo normale di progetto e un momento flettente in testa dato da un'eccentricità accidentale pari a $D/30=27\text{mm}$, arrotondata per eccesso a 5 cm.

Per le verifiche SLE, le sollecitazioni sono state fattorizzate di 1,4.



2L $\phi 14/150$

Calculation settings

EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11	UNI EN 1992-1-1
Member type	Beam Check
Length of member	20 m
Environment classes	XC2 XA1

Materials

Concrete	C 30/37
Longitudinal reinforcement	B 450 C UNI
Shear reinforcement	B 450 C UNI

Calculation Summary

Check	Combination	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Edy,rec}$ [kNm]	$M_{Edz,rec}$ [kNm]	Unity check	Status
N+My+Mz - Diagram	ULS / 1	-1110	0	0	0	55.5	0	0,14	OK
N+My+Mz - Response	ULS / 1	-1110	0	0	0	55.5	0	0,17	OK
Stress limitation	SLS - Ch / 1	-800	0	0	0	40	0	0,17	OK
	SLS - QP / 1	-800	0	0	0	40	0		
Crack width	SLS - Ch / 1	-800	0	0	0	40	0	0,00	OK
	SLS - QP / 1	-800	0	0	0	40	0		

Cover

Minimal cover due to bond requirement

$$c_{\min,b,l} = 16 \text{ mm}$$

$$c_{\min,b,s} = 14 \text{ mm}$$

$$c_{\min,b} = \max(c_{\min,b,l} - \phi_s; c_{\min,b,s}) = \max(16 - 14; 14) = 14 \text{ mm} \quad \$4.4.1.2(3)$$

Minimal cover due to environmental conditions: XC2, XD0, XS0, XF0, XA1

Structural class S4

$$c_{\min,dur} = 25 \text{ mm} \quad \$4.4.1.2(5)$$

Additive safety element

$$\Delta c_{dur,y} = 0 \text{ mm} \quad \$4.4.1.2(6)$$

Reduction of minimum cover for use of stainless steel

$$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm} \quad \$4.4.1.2(7)$$

Reduction of minimum cover for use of additional protection

$$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm} \quad \$4.4.1.2(8)$$

Minimal concrete cover

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) = \max(14; 25 + 0 - 0 - 0; 10) = 25 \text{ mm} \quad (4.2)$$

Increasing required concrete cover due Uneven surface

$$c_{\min} = c_{\min} + 5 = 25 + 5 = 30 \text{ mm} \quad \$4.4.1.2(11)$$

Allowance in design for deviation

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad \$4.4.1.3(1)$$

Required concrete cover

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40 \text{ mm} \quad \$4.4.1.3(1)$$

The influence of special conditions

$$k_2 = 75 \text{ mm}$$

Concrete cast directly against soil

$$c_{nom} = \max(c_{nom}; k_2) = \max(40; 75) = 75 \text{ mm} \quad \$4.4.1.3(3)$$

Capacity N+My+Mz - Diagram

Material characteristics

Design concrete compressive strength

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

Design yield strength of longitudinal reinforcement

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Forces

$$N_{Ed} = -1110 \text{ kN} \quad M_{Edy} = 55.5 \text{ kNm} \quad M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$$

Input data for generation of interaction diagrams

Method of interaction diagram check	$N_u M_u$
Division of vertical strains	300
Number of vertical cuts	180
Resultant value of bending moment	$M_{res} = 55.5 \text{ kNm}$
Angle of resultant bending moment related to M_y direction in horizontal plane M_y - M_z	$\alpha_{M_y M_z} = 180^\circ$
Angle of resultant bending moment related to N direction in vertical plane N- M_{res}	$\alpha_{NM} = -87.1^\circ$

Calculation of resistances

Resistances in positive direction $N_{Rd+} = 1045 \text{ kN}$ $M_{Rdy+} = 399 \text{ kNm}$ $M_{Rdz+} = 0 \text{ kNm}$

Resistances in negative direction $N_{Rd-} = -7976 \text{ kN}$ $M_{Rdy-} = -52 \text{ kNm}$ $M_{Rdz-} = 0 \text{ kNm}$

Summary of check

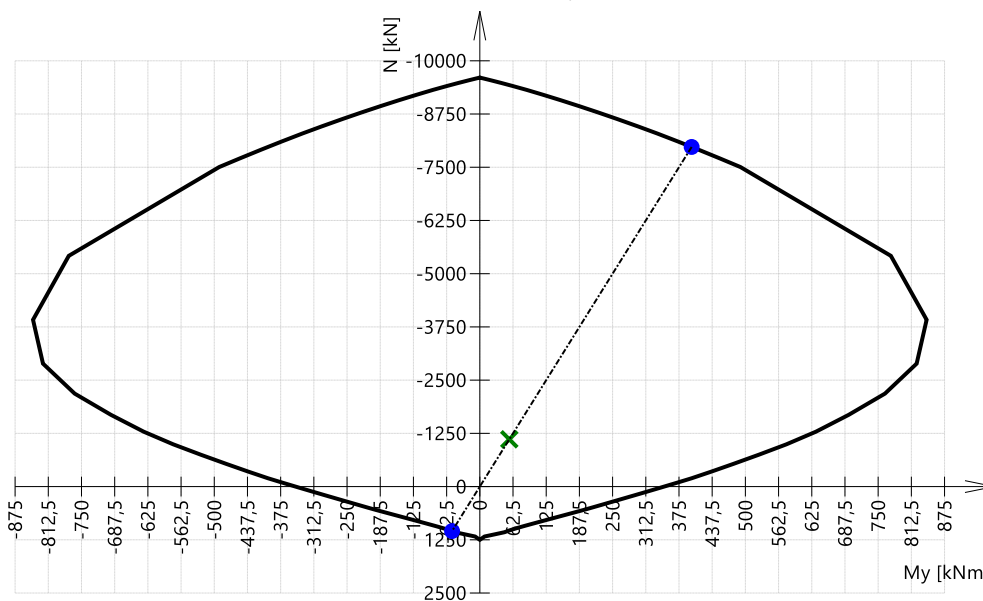
Forces: $N_{Ed} = -1110 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 55.5 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

Resistance: $N_{Rd} = -7976 \text{ kN}$ $M_{Rdy} = 399 \text{ kNm}$ $M_{Rdz} = 0 \text{ kNm}$

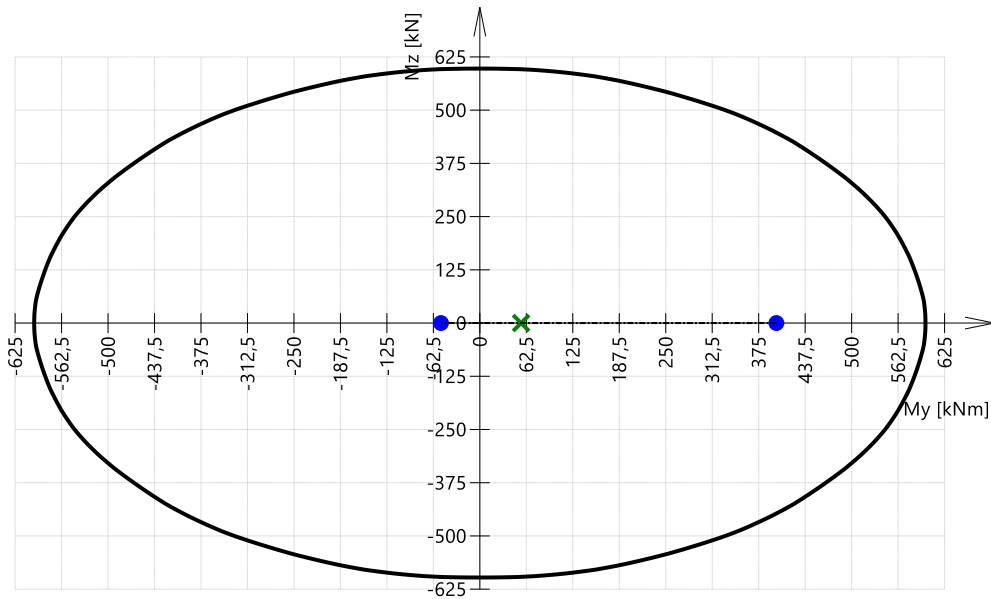
Calculation of unity check:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{-1110^2 + 55.5^2 + 0^2}}{\sqrt{-7976^2 + 399^2 + 0^2}} = 0.139 \leq 1 \quad \text{OK}$$

3D interaction diagram - Vertical section N- M_y



3D interaction diagram - Horizontal section M_y - M_z



Capacity $N+M_y+M_z$ - Response

Material characteristics

Design concrete compressive strength

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

Design yield strength of longitudinal reinforcement

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Forces

Content of combination: CO1

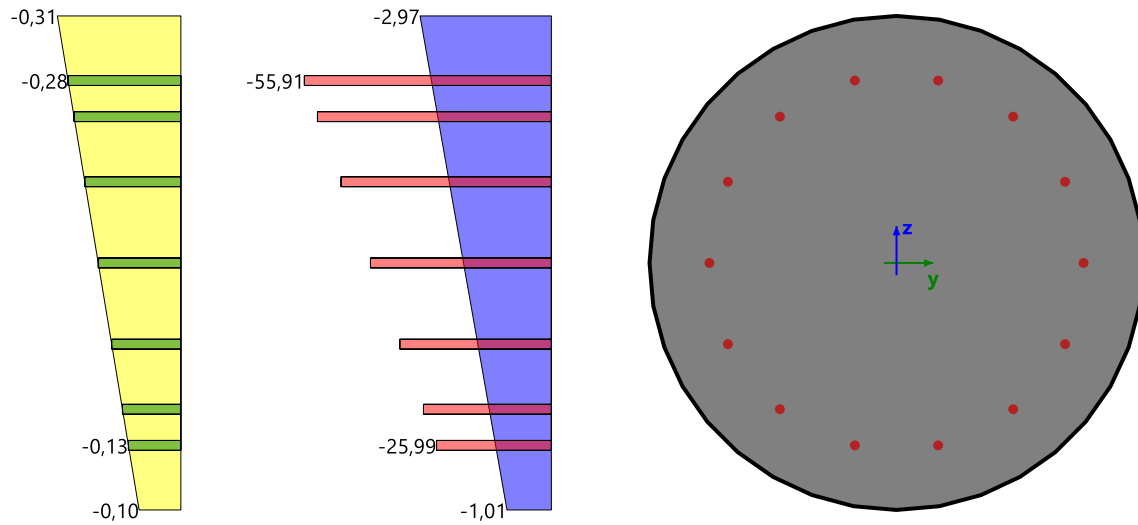
$N_{Ed} = -1110 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 55.5 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

Summary of check

Type of component	Fibre / Bar	ϵ_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Check strain [-]	Check stress [-]	UC [-]	Limit [-]	Status
Concrete	19	-0.205	-2.97	0,12	0,17	0,17	1	OK
Reinf.	4	-0.28	-55.9	0,00	0,13			

List of errors/warnings/notes: N2/5, N2/2, N2/3, N2/4.

Stress and strain distribution



Extreme values of stress/strain in component

Type of component	Fibre / Bar	ϵ [‰]	ϵ_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	UC [-]	Status
Concrete - compression	19	-0.205	-1.75	-2.97	-17	0,17	OK
Concrete - tension	55	0	0	0	0	0,00	OK
Reinforcement - compression	4	-0.28	-67.5	-55.9	-444	0,13	OK
Reinforcement - tension	11	0	0	0	0	0,00	OK

Plane of deformation

Strain in centre of gravity	$\epsilon_x = -0.205 \text{ ‰}$
Curvature around (y) axis	$\epsilon_y = -0.253 \text{ ‰}$
Curvature around (z) axis	$\epsilon_z = 0 \text{ ‰}$
Height of compression zone	$x = 800 \text{ mm}$
Balanced height of compression zone	$x_{bal} = 489 \text{ mm}$
Limit height of compression zone	$x_{lim} = 39 \text{ mm}$
Declination of neutral axis	$\alpha_{NA} = 0^\circ$
Height of cross-section perpendicular to neutral axis	$h = 800 \text{ mm}$
Effective depth of the cross-section perpendicular to the neutral axis	$d = 720 \text{ mm}$
Lever arm of the cross-section perpendicular to the neutral axis	$z = 648 \text{ mm}$

Cross-section characteristics

Type of component	t_y [m]	t_z [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]
Concrete - compression	0	0	0.5	0.0199	0.0199
Concrete - tension	0	0	0	0	0
Reinforcement - compression	0	0	$2.82 \cdot 10^{-3}$	$129 \cdot 10^{-6}$	$129 \cdot 10^{-6}$
Reinforcement - tension	0	0	0	0	0
Whole concrete	0	0	0.5	0.0199	0.0199
All reinf. bars	0	0	$2.82 \cdot 10^{-3}$	$129 \cdot 10^{-6}$	$129 \cdot 10^{-6}$

Forces in all cross-section components

Type of component	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concrete - compression	-995	49	0	0	0.049
Concrete - tension	0	0	0	0	0
Reinforcement - compression	-115	6.54	0	0	0.057
Reinforcement - tension	0	0	0	0	0
All in compression	-1110	55.5	0	0	0.05
All in tension	0	0	0	0	0
Summary	-1110	55.5	0		

Detailed results of stresses and strains in concrete fibres

Fibre	Material	y_i [m]	z_i [m]	ϵ [‰]	ϵ_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\epsilon / \epsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Check
1	C 30/37	0.4	0	-0.2	-3.5	-1.99	-17	0.06	0.12	OK
4	C 30/37	0.385	0.103	-0.23	-3.5	-2.24	-17	0.07	0.13	OK
7	C 30/37	0.346	0.2	-0.26	-3.5	-2.48	-17	0.07	0.15	OK
10	C 30/37	0.282	0.282	-0.28	-3.5	-2.68	-17	0.08	0.16	OK
13	C 30/37	0.2	0.346	-0.29	-3.5	-2.84	-17	0.08	0.17	OK
16	C 30/37	0.103	0.385	-0.3	-3.5	-2.94	-17	0.09	0.17	OK
19	C 30/37	0	0.4	-0.31	-3.5	-2.97	-17	0.09	0.17	OK
22	C 30/37	-0.103	0.385	-0.3	-3.5	-2.94	-17	0.09	0.17	OK
25	C 30/37	-0.2	0.346	-0.29	-3.5	-2.84	-17	0.08	0.17	OK
28	C 30/37	-0.282	0.282	-0.28	-3.5	-2.68	-17	0.08	0.16	OK
31	C 30/37	-0.346	0.2	-0.26	-3.5	-2.48	-17	0.07	0.15	OK
34	C 30/37	-0.385	0.103	-0.23	-3.5	-2.24	-17	0.07	0.13	OK
37	C 30/37	-0.4	0	-0.2	-3.5	-1.99	-17	0.06	0.12	OK
40	C 30/37	-0.385	-0.103	-0.18	-3.5	-1.74	-17	0.05	0.1	OK
43	C 30/37	-0.346	-0.2	-0.15	-3.5	-1.5	-17	0.04	0.09	OK
46	C 30/37	-0.282	-0.282	-0.13	-3.5	-1.3	-17	0.04	0.08	OK
49	C 30/37	-0.2	-0.346	-0.12	-3.5	-1.14	-17	0.03	0.07	OK
52	C 30/37	-0.103	-0.385	-0.11	-3.5	-1.04	-17	0.03	0.06	OK
55	C 30/37	0	-0.4	-0.1	-3.5	-1.01	-17	0.03	0.06	OK
58	C 30/37	0.103	-0.385	-0.11	-3.5	-1.04	-17	0.03	0.06	OK
61	C 30/37	0.2	-0.346	-0.12	-3.5	-1.14	-17	0.03	0.07	OK
64	C 30/37	0.282	-0.282	-0.13	-3.5	-1.3	-17	0.04	0.08	OK
67	C 30/37	0.346	-0.2	-0.15	-3.5	-1.5	-17	0.04	0.09	OK
70	C 30/37	0.385	-0.103	-0.18	-3.5	-1.74	-17	0.05	0.1	OK

Detailed results of stresses and strains in reinforcement bars

Bar	Material	d _s [mm]	y _i [m]	z _i [m]	ε [‰]	ε _{lim} [‰]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	ε / ε _{lim} [-]	σ / σ _{lim} [-]	Check
1	B 450 C UNI	16	0.303	0	-0.2	-67.5	-41	-444	0	0.09	OK
2	B 450 C UNI	16	0.273	0.131	-0.24	-67.5	-47.6	-444	0	0.11	OK
3	B 450 C UNI	16	0.189	0.237	-0.26	-67.5	-53	-444	0	0.12	OK
4	B 450 C UNI	16	0.067	0.295	-0.28	-67.5	-55.9	-444	0	0.13	OK
5	B 450 C UNI	16	-0.067	0.295	-0.28	-67.5	-55.9	-444	0	0.13	OK
6	B 450 C UNI	16	-0.189	0.237	-0.26	-67.5	-53	-444	0	0.12	OK
7	B 450 C UNI	16	-0.273	0.131	-0.24	-67.5	-47.6	-444	0	0.11	OK
8	B 450 C UNI	16	-0.303	0	-0.2	-67.5	-41	-444	0	0.09	OK
9	B 450 C UNI	16	-0.273	-0.131	-0.17	-67.5	-34.3	-444	0	0.08	OK
10	B 450 C UNI	16	-0.189	-0.237	-0.14	-67.5	-29	-444	0	0.07	OK
11	B 450 C UNI	16	-0.067	-0.295	-0.13	-67.5	-26	-444	0	0.06	OK
12	B 450 C UNI	16	0.067	-0.295	-0.13	-67.5	-26	-444	0	0.06	OK
13	B 450 C UNI	16	0.189	-0.237	-0.14	-67.5	-29	-444	0	0.07	OK
14	B 450 C UNI	16	0.273	-0.131	-0.17	-67.5	-34.3	-444	0	0.08	OK

Stress limitation

Short term load

Material characteristics

Characteristic concrete compressive strength Characteristic yield strength of longitudinal reinforcement

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

Mean tensile concrete strength

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Modulus of elasticity of concrete:

$$E_c = 33 \text{ GPa}$$

Forces

Characteristic values

$$N_{char} = -800 \text{ kN} \quad M_{y,char} = 40 \text{ kNm} \quad M_{z,char} = 0 \text{ kNm}$$

Quasi-permanent values

$$N_{qp} = -800 \text{ kN} \quad M_{y,qp} = 40 \text{ kNm} \quad M_{z,qp} = 0 \text{ kNm}$$

Angle of bending moment resultant

$$\alpha_M = 90^\circ$$

Summary of check

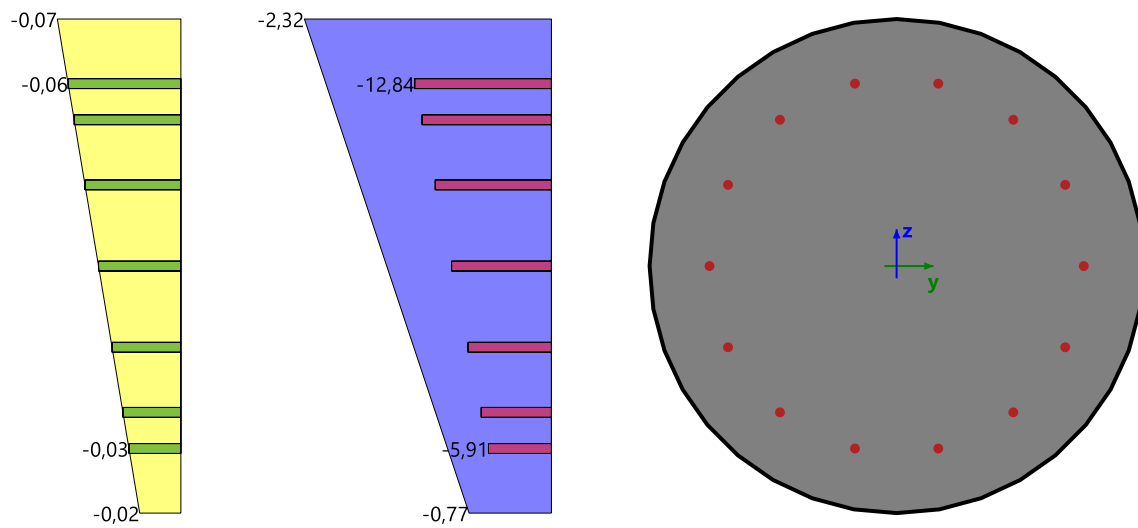
Load	E type	E _c [MPa]	UC \$7.2(2) [-]	Status \$7.2(2) Char.	UC \$7.2(3) [-]	Status \$7.2(3) Q.-P.	UC \$7.2(5) [-]	Status \$7.2(5) Char.	UC [-]	Limit [-]	Status
Short	E _c	33000	0,00	OFF	0,17	OK	-0,02	OK	0,17	1	OK

List of errors/warnings/notes: N5/2.

Verification of cracks in cross-section

Load	Type of module	E _c [MPa]	Combi.	N _{Ed} [kN]	M _{Edy} [kNm]	M _{Edz} [kNm]	σ _{ct} [MPa]	h [mm]	f _{ct,eff} [MPa]	Cracks appear
Short	E _c	33000	Char.	-800	40	0	-0.773	800	0	NO

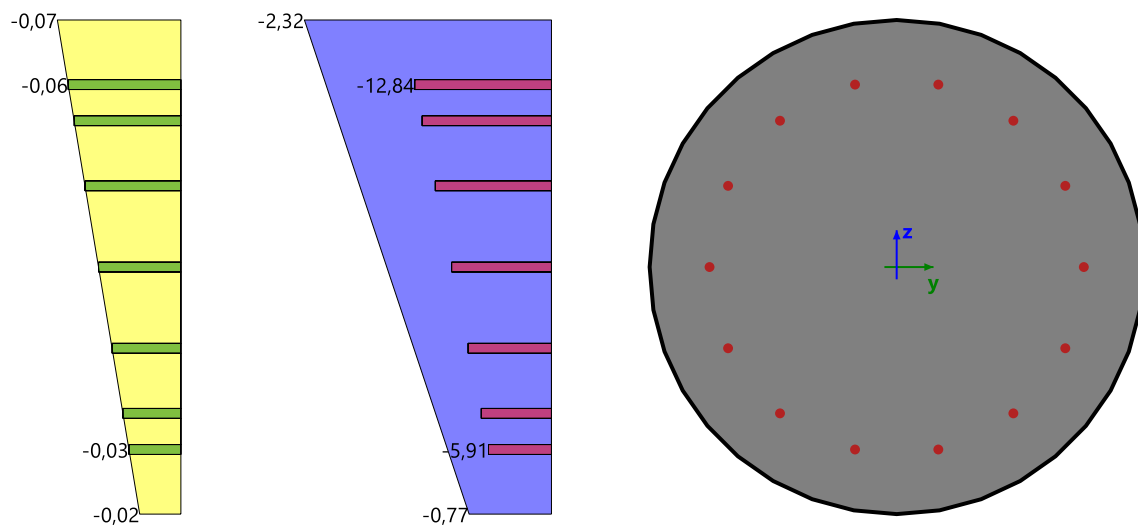
Stress-strain distribution before cracking (uncracked state) - short-term load



Cross-section characteristics

Load	Combi.	t_{iy} [m]	t_{iz} [m]	A_i [m ²]	I_{iy} [m ⁴]	I_{iz} [m ⁴]	x_i [m]	$\epsilon_{c,max}$ [‰]	$\epsilon_{c,min}$ [‰]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,min}$ [MPa]
Short	Char.	0	0	0.517	0.0207	0.0207	0.8	-0.023	-0.07	-0.77	-2.32
Short	Q.-P.	0	0	0.517	0.0207	0.0207	0.8	-0.023	-0.07	-0.77	-2.32

Stress-strain distribution with concrete tensile strength under quasi-permanent combination - short-term load



Stress limitation in concrete

Check type	Load	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	y_i [mm]	z_i [mm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$ [-]	Status
§7.2(2) Char.	Short	-800	40	0						OFF
§7.2(3) Q.-P.	Short	-800	40	0	0	0.4	-2.32	-13.5	0.172	OK

Stress limitation in non-prestressed reinforcement

Check type	Load	N _{Ed} [kN]	M _{Edy} [kNm]	M _{Edz} [kNm]	y _i [mm]	z _i [mm]	σ _s [MPa]	σ _{s,lim} [MPa]	σ _s /σ _{s,lim} [-]	Status
\$7.2(5) Char.	Short	-800	40	0	-0.07	-0.3	-5.91	360	-0.016	OK

Long term load

Material characteristics

Characteristic concrete compressive strength Characteristic yield strength of longitudinal reinforcement

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

Mean tensile concrete strength

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Modulus of elasticity of concrete:

$$E_c = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{33 \cdot 10^9}{1 + 2.06} = 11 \text{ GPa} \quad (7.20)$$

Forces

Characteristic values

$$N_{char} = -800 \text{ kN} \quad M_{y,char} = 40 \text{ kNm} \quad M_{z,char} = 0 \text{ kNm}$$

Quasi-permanent values

$$N_{qp} = -800 \text{ kN} \quad M_{y,qp} = 40 \text{ kNm} \quad M_{z,qp} = 0 \text{ kNm}$$

Angle of bending moment resultant

$$\alpha_M = 90^\circ$$

Summary of check

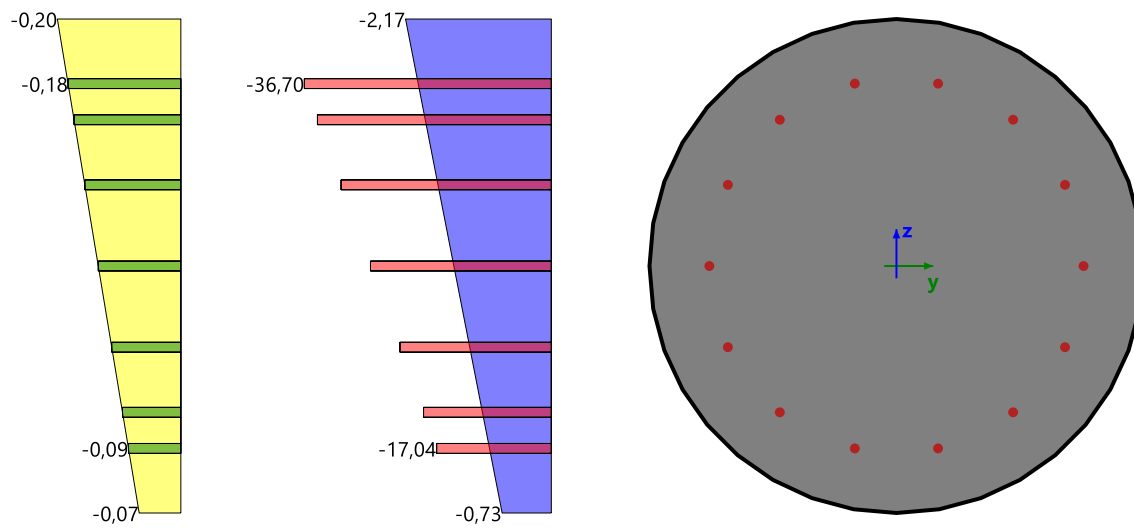
Load	E type	E _c [MPa]	UC \$7.2(2) [-]	Status \$7.2(2) Char.	UC \$7.2(3) [-]	Status \$7.2(3) Q.-P.	UC \$7.2(5) [-]	Status \$7.2(5) Char.	UC [-]	Limit [-]	Status
Long	E _{c,eff}	33000	0,00	OFF	0,16	OK	-0,05	OK	0,16	1	OK

List of errors/warnings/notes: N5/2.

Verification of cracks in cross-section

Load	Type of module	E _c [MPa]	Combi.	N _{Ed} [kN]	M _{Edy} [kNm]	M _{Edz} [kNm]	σ _{ct} [MPa]	h [mm]	f _{ct,eff} [MPa]	Cracks appear
Long	E _{c,eff}	33000	Char.	-800	40	0	-0.731	800	0	NO

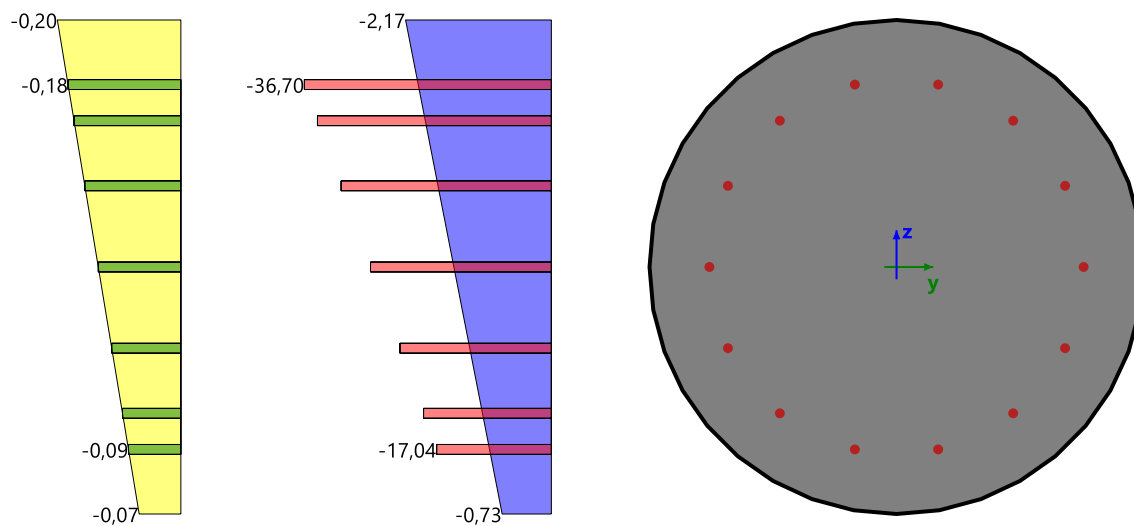
Stress-strain distribution before cracking (uncracked state) - long-term load



Cross-section characteristics

Load	Combi.	t_{iy} [m]	t_{iz} [m]	A_i [m ²]	I_{iy} [m ⁴]	I_{iz} [m ⁴]	x_i [m]	$\epsilon_{c,max}$ [‰]	$\epsilon_{c,min}$ [‰]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,min}$ [MPa]
Long	Char.	0	0	0.552	0.0223	0.0223	0.8	-0.068	-0.201	-0.73	-2.17
Long	Q.-P.	0	0	0.552	0.0223	0.0223	0.8	-0.068	-0.201	-0.73	-2.17

Stress-strain distribution with concrete tensile strength under quasi-permanent combination - long-term load



Stress limitation in concrete

Check type	Load	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	y_i [mm]	z_i [mm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$ [-]	Status
§7.2(2) Char.	Long	-800	40	0						OFF
§7.2(3) Q.-P.	Long	-800	40	0	0	0.4	-2.17	-13.5	0.16	OK

Stress limitation in non-prestressed reinforcement

Check type	Load	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	y_i [mm]	z_i [mm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ [-]	Status
§7.2(5) Char.	Long	-800	40	0	-0.07	-0.3	-17	360	-0.047	OK

Material characteristics

Effective strength of concrete:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Modulus of elasticity of concrete:

$$E_c = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{33}{1 + 2.06} = 10.8 \text{ GPa} \quad (3.23, 5.27)$$

Strength in concrete, when crack is appeared:

$$\sigma_{cr} = 0 \text{ MPa}$$

Forces

Characteristic values

CO1

$$N_{char} = -800 \text{ kN} \quad M_{y,char} = 40 \text{ kNm} \quad M_{z,char} = 0 \text{ kNm}$$

Quasi-permanent values

CO1

$$N_{qp} = -800 \text{ kN} \quad M_{y,qp} = 40 \text{ kNm} \quad M_{z,qp} = 0 \text{ kNm}$$

Angle of bending moment resultant

$$\alpha_M = 90^\circ$$

Cross-section characteristics

Type	Css-uncracked	Css cracked
t_{iy} [m]	0	0
t_{iz} [m]	0	0
A_i [m ²]	0.552	0.552
I_{iy} [m ⁴]	0.0223	0.0223
I_{iz} [m ⁴]	0.0223	0.0223

Calculation of cracking forces (uncracked section)

Maximal stress in concrete

$$\sigma_{ct} = -0.731 \text{ MPa}$$

Cracking forces

$$N_{cr} = 0 \text{ kN} \quad M_{cry} = 0 \text{ kNm} \quad M_{crz} = 0 \text{ kNm}$$

Note: The crack is not appeared, because there is compressive stress only.

Unity check

Calculation unity check

$$UC = \frac{w}{w_{max}} = \frac{0 \text{ mm}}{0.2 \text{ mm}} = 0$$

Check crack width

$$w = 0 \text{ mm} = < w_{max} = 0.2 \text{ mm}$$

Note: Check crack width satisfies, because the crack width is lesser than limit value.

5.3.3 Plinto 03/05

Descrizione:	Pali trivellati CFA
Geometria:	4 pali D=80cm L=10m
Materiale:	C30/37 XC2 XA1 SCC dmax=16mm
Copriferro	75mm
N_{max} SLU/SLV	665 kN
Armatura longitudinale	14 ø16 B450C
Armatura trasversale	Spirale ø14/15 B450C

5.3.3.1 Portata palo singolo

Capacità portante

Coefficienti di riferimento							
Tipologia pali:	Pali ad elica continua/Sneckenbohrpfähle						
Numero prove secondo Tab. 6.4.IV:	≥ 10						
Sollecitazione di	Compressione						
	A1 C1	A2 C1					
	(STR)	(GEO)					
Combinazione:	A1+M1+R1	A1+M1+R3					
Coefficienti parziali per le azioni (A ₁)	Y _{G1}	1,30	1,30				
	Y _{G2}	1,50	1,50				
	Y _{Q1}	1,50	1,50				
	Y _{tan(φ)}	1,00	1,00				
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M ₁)	Y _c	1,00	1,00				
	Y _{cu}	1,00	1,00				
	Y _γ	1,00	1,00				
Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche		(STR)	(GEO)				
Base	γ _b	1,00	1,30				
Laterale in compressione	γ _s	1,00	1,15				
Totale*	γ _t	1,00	1,25				
Laterale in trazione	γ _{st}	1,00	1,25				
*da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prova di carico di progetto							
Coefficiente impiegato nella seguente relazione:	ξ ₄						
Coefficiente di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III	<table border="1"> <tr> <td>ξ₁</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>ξ₂</td> <td>---</td> </tr> </table>			ξ ₁	---	ξ ₂	---
ξ ₁	---						
ξ ₂	---						
Coefficiente di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV	<table border="1"> <tr> <td>ξ₃</td> <td>1,40</td> </tr> <tr> <td>ξ₄</td> <td>1,21</td> </tr> </table>			ξ ₃	1,40	ξ ₄	1,21
ξ ₃	1,40						
ξ ₄	1,21						
Coefficiente di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V	<table border="1"> <tr> <td>ξ₅</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>ξ₆</td> <td>---</td> </tr> </table>			ξ ₅	---	ξ ₆	---
ξ ₅	---						
ξ ₆	---						
Coefficiente di correlazione	<table border="1"> <tr> <td>ξ_{u/b}</td> <td></td> </tr> </table>			ξ _{u/b}			
ξ _{u/b}							
Valore definito dall'utente							

Geometria palo	
Diametro palo:	φ = 0,80 m
Lunghezza palo:	L = 10,00 m

Stratigrafia terreno						
	Profondità [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	q _k * [kN/m²]
1° strato	26,90	19,00	20,00	10,00	60,00	35,00
2° strato						
3° strato						
4° strato						
*) Valore definito dall'utente						
Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermyer						
Tipologia terreno						
	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	α _s	α _s *			
1° strato		---	1,00			
2° strato		---				
3° strato		---				
4° strato		---				
*) Valore definito dall'utente						

Carichi agenti									
	G _{1k}	G _{2k}	Q _k						
Carico verticale alla base, escluso peso proprio			0,00 kN						
Carico verticale alla base, incluso peso proprio	35,19		35,19 kN						
Sollecitazione verticale totale di progetto	<table border="1"> <tr> <td></td> <td>(STR)</td> <td>(GEO)</td> </tr> <tr> <td>E_d =</td> <td>710,74 kN</td> <td>710,74 kN</td> </tr> </table>				(STR)	(GEO)	E _d =	710,74 kN	710,74 kN
	(STR)	(GEO)							
E _d =	710,74 kN	710,74 kN							

Carico limite palo									
Carico limite per resistenza laterale									
	tan (φ)	k	l _{calc} [m]	RI [m²]	q _k [kN/m²]	q _k [kN/m²]	Q _{sk} [kN]	Q _{sk} [kN]	
1° strato	0,36	0,66	10,00	25,13	35,00	35,00	879,65	879,65	
2° strato									
3° strato									
4° strato							879,65	879,65	
Carico limite di punta									
Profondità [m]	σ _z [kN/m²]	φ [°]	c' [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	N _q [kN/m²]	N _c [kN/m²]	Q _b * [kN]	Q _{bk} [kN]	Q _{bk} [kN]
10,00	190,00						402,12	402,12	402,12
*) Valore definito dall'utente									
Resistenza di progetto laterale					R _q =	726,98	632,16		
Resistenza di progetto alla base					R _q =	332,33	255,64		
Resistenza di progetto					R _{d,tot} =	1059,31 kN	887,80 kN		
Grado d'utilizzo					η = E _d / R _d	67%	80%		
Verifica a carico limite					R _d ≥ E _d	Verifica OK	Verifica OK		

5.3.3.2 Effetto di gruppo

a =	240	cm
D =	80,00	cm
a/l	0,24	
Lunghezza palo (profondità di infissione)	10,0	m
Effetto gruppo		
Fattore di riduzione effetto gruppo:	0,813	[-]
Resistenza singolo palo $R_{z,Rd}$ =	888	kN
Resistenza singolo palo con effetto gruppo $R_{z,Rd}$ =	722	kN
Sollecitazioni sul palo		
$R_{z,d}$ (compreso peso proprio palo) =	711	kN
Grado di sfruttamento del singolo palo η =	0,80	$\leq 1,0 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta
Grado di sfruttamento singolo palo con effetto gruppo η =	0,98	$\leq 1,0 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta

5.3.3.3 Armatura

La verifica dell'armatura tiene in considerazione lo sforzo normale di progetto e un momento flettente in testa dato da un'eccentricità accidentale pari a $D/30=27\text{mm}$, arrotondata per eccesso a 5 cm.

Per le verifiche SLE, le sollecitazioni sono state fattorizzate di 1,4.

Si faccia riferimento al paragrafo 5.3.2.3, è stato verificato il palo più caricato.

5.3.4 Plinto 04/06

Descrizione:	Pali trivellati CFA
Geometria:	3 pali D=80cm L=10m
Materiale:	C30/37 XC2 XA1 SCC dmax=16mm
Copriferro	75mm
N_{max} SLU/SLV	370 kN
Armatura longitudinale	14 ø16 B450C
Armatura trasversale	Spirale ø14/15 B450C

5.3.4.1 Portata palo singolo

Capacità portante

Coefficienti di riferimento			
Tipologia pali:	Pali ad elica continua/Sneckenbohrpfähle		
Numero prove secondo Tab. 6.4.IV:	≥ 10		
Sollecitazione di	Compressione		
	A1 C1	A2 C1	
	(STR)	(GEO)	
Combinazione:	A1+M1+R1	A1+M1+R3	
Coefficienti parziali per le azioni (A ₁)	Y _{G1}	1,30	1,30
	Y _{G2}	1,50	1,50
	Y _{Q1}	1,50	1,50
	Y _{tan(φ)}	1,00	1,00
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M ₁)	Y _c	1,00	1,00
	Y _{cu}	1,00	1,00
	Y _φ	1,00	1,00
Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche		(STR)	(GEO)
Base		1,00	1,30
Laterale in compressione		1,00	1,15
Totale*		1,00	1,25
Laterale in trazione		1,00	1,25
*da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prova di carico di progetto			
Coefficiente impiegato nella seguente relazione: ξ ₄			
Coefficiente di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III			
ξ ₁ ---			
ξ ₂ ---			
Coefficiente di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV			
ξ ₃ 1,40			
ξ ₄ 1,21			
Coefficiente di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V			
ξ ₅ ---			
ξ ₆ ---			
Coefficiente di correlazione			
Valore definito dall'utente ξ _{u/b}			

Geometria palo	
Diametro palo:	φ = 0,80 m
Lunghezza palo:	L = 10,00 m

Stratigrafia terreno						
	Profondità [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	q _k * [kN/m²]
1° strato	26,90	19,00	20,00	10,00	60,00	35,00
2° strato						
3° strato						
4° strato						
*) Valore definito dall'utente						
Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermyer						
Tipologia terreno						
	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	α _s	α _s *			
1° strato		---	1,00			
2° strato		---				
3° strato		---				
4° strato		---				
*) Valore definito dall'utente						

Carichi agenti			
	G _{1k}	G _{2k}	Q _k
Carico verticale alla base, escluso peso proprio			0,00 kN
Carico verticale alla base, incluso peso proprio	35,19		35,19 kN
Sollecitazione verticale totale di progetto			
	(STR)	(GEO)	
E _d =	415,74 kN	415,74 kN	

Carico limite palo									
Carico limite per resistenza laterale									
	tan (φ)	k	l _{calc} [m]	RI [m²]	(STR) q _k [kN/m²]	(GEO) q _k [kN/m²]	(STR) Q _{sk} [kN]	(GEO) Q _{sk} [kN]	
1° strato	0,36	0,66	10,00	25,13	35,00	35,00	879,65	879,65	
2° strato									
3° strato									
4° strato							879,65	879,65	
Carico limite di punta									
Profondità [m]	σ _z [kN/m²]	φ [°]	c' [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	N _q [kN/m²]	N _c [kN/m²]	Q _b * [kN]	Q _{bk} [kN]	Q _{bk} [kN]
10,00	190,00						402,12	402,12	402,12
*) Valore definito dall'utente									
Resistenza di progetto laterale									
Resistenza di progetto alla base									
Resistenza di progetto									
Grado d'utilizzo									
Verifica a carico limite									

5.3.4.2 Effetto di gruppo

a =	240	cm
D =	80,00	cm
a/l	0,24	
Lunghezza palo (profondità di infissione)	10,0	m
Effetto gruppo		
Fattore di riduzione effetto gruppo:	0,875	[-]
Resistenza singolo palo $R_{z,Rd}$ =	888	kN
Resistenza singolo palo con effetto gruppo $R_{z,Rd}$ =	777	kN
Sollecitazioni sul palo		
$R_{z,d}$ (compreso peso proprio palo) =	416	kN
Grado di sfruttamento del singolo palo η =	0,47	$\leq 1,0 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta
Grado di sfruttamento singolo palo con effetto gruppo η =	0,54	$\leq 1,0 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta

5.3.4.3 Armatura

La verifica dell'armatura tiene in considerazione lo sforzo normale di progetto e un momento flettente in testa dato da un'eccentricità accidentale pari a $D/30=27\text{mm}$, arrotondata per eccesso a 5 cm.

Per le verifiche SLE, le sollecitazioni sono state fattorizzate di 1,4.

Si faccia riferimento al paragrafo 5.3.2.3, è stato verificato il palo più caricato.

5.3.5 Plinto 07

Descrizione:	Pali trivellati CFA
Geometria:	6 pali D=80cm L=14m
Materiale:	C30/37 XC2 XA1 SCC dmax=16mm
Copriferro	75mm
N_{max} SLU/SLV	805 kN
Armatura longitudinale	14 ø16 B450C
Armatura trasversale	Spirale ø14/150 B450C

5.3.5.1 Portata palo singolo

Capacità portante

Coefficienti di riferimento			
Tipologia pali:	Pali ad elica continua/Sneckenbohrpfähle		
Numero prove secondo Tab. 6.4.IV:	≥ 10		
Sollecitazione di	Compressione		
	A1 C1	A2 C1	
	(STR)	(GEO)	
Combinazione:	A1+M1+R1	A1+M1+R3	
Coefficienti parziali per le azioni (A ₁)	Y _{G1}	1,30	1,30
	Y _{G2}	1,50	1,50
	Y _{Q1}	1,50	1,50
	Y _{tan(φ)}	1,00	1,00
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M ₁)	Y _c	1,00	1,00
	Y _{cu}	1,00	1,00
	Y _γ	1,00	1,00
Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche		(STR)	(GEO)
Base		1,00	1,30
Laterale in compressione		1,00	1,15
Totale*		1,00	1,25
Laterale in trazione		1,00	1,25
*da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prova di carico di progetto			
Coefficiente impiegato nella seguente relazione: ξ ₄			
Coefficiente di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III			
ξ ₁ ---			
ξ ₂ ---			
Coefficiente di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV			
ξ ₃ 1,40			
ξ ₄ 1,21			
Coefficiente di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V			
ξ ₅ ---			
ξ ₆ ---			
Coefficiente di correlazione			
Valore definito dall'utente ξ _{u/b}			

Geometria palo	
Diametro palo:	φ = 0,80 m
Lunghezza palo:	L = 14,00 m

Stratigrafia terreno						
	Profondità [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	q _k * [kN/m²]
1° strato	26,90	19,00	20,00	10,00	60,00	35,00
2° strato						
3° strato						
4° strato						
*) Valore definito dall'utente						
Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermyer						
Tipologia terreno						
	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	α _s	α _s *			
1° strato		---	1,00			
2° strato		---				
3° strato		---				
4° strato		---				
*) Valore definito dall'utente						

Carichi agenti			
	G _{1k}	G _{2k}	Q _k
Carico verticale alla base, escluso peso proprio			0,00 kN
Carico verticale alla base, incluso peso proprio	49,26		49,26 kN
Sollecitazione verticale totale di progetto			
	(STR)	(GEO)	
E _d =	869,04 kN	869,04 kN	

Carico limite palo									
Carico limite per resistenza laterale									
	tan (φ)	k	l _{calc} [m]	RI [m²]	q _k [kN/m²]	q _k [kN/m²]	(STR)	(GEO)	
1° strato	0,36	0,66	14,00	35,19	35,00	35,00			
2° strato									
3° strato									
4° strato									
Carico limite di punta									
Profondità [m]	σ _z [kN/m²]	φ [°]	c' [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	N _q [kN/m²]	N _c [kN/m²]	Q _b * [kN]	Q _{bk} [kN]	Q _{bk} [kN]
14,00	266,00						402,12	402,12	402,12
*) Valore definito dall'utente									
Resistenza di progetto laterale									
Resistenza di progetto alla base									
Resistenza di progetto									
Grado d'utilizzo									
Verifica a carico limite									

5.3.5.2 Effetto di gruppo

a =	240	cm
D =	80,00	cm
a/l	0,17	
Lunghezza palo (profondità di infissione)	14,0	m
Effetto gruppo		
Fattore di riduzione effetto gruppo:	0,771	[-]
Resistenza singolo palo $R_{z,Rd}$ =	1141	kN
Resistenza singolo palo con effetto gruppo $R_{z,Rd}$ =	879	kN
Sollecitazioni sul palo		
$R_{z,d}$ (compreso peso proprio palo) =	869	kN
Grado di sfruttamento del singolo palo η =	0,76	$\leq 1,0 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta
Grado di sfruttamento singolo palo con effetto gruppo η =	0,99	$\leq 1,0 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta

5.3.5.3 Armatura

La verifica dell'armatura tiene in considerazione lo sforzo normale di progetto e un momento flettente in testa dato da un'eccentricità accidentale pari a $D/30=27\text{mm}$, arrotondata per eccesso a 5 cm.

Per le verifiche SLE, le sollecitazioni sono state fattorizzate di 1,4.

Si faccia riferimento al paragrafo 5.3.2.3, è stato verificato il palo più caricato.

A Allegato A: Nozioni di base indipendenti dal progetto

A.1 Ipotesi di calcoli generali

Le opere strutturali sono verificate sulla base dei concetti di sicurezza semi-probabilista degli Eurocodici per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni e per gli stati limite di esercizio, definiti in relazione alle prestazioni attese.

Altresì la struttura è verificata nelle fasi intermedie, tenendo conto del processo costruttivo. Le verifiche per queste situazioni transitorie sono condotte nei confronti degli stati limite ultimi (NTC 2018, § 2.2.6).

A.1.1 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza della struttura si adotta il criterio del metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, confrontando la resistenza e l'effetto delle azioni.

Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):
Lo stato limite ultimo è uno stato il quale, se superato, può comportare il collasso della struttura o altre forme di cedimento. Le caratteristiche di questi stati sono la perdita d'equilibrio dell'intera struttura ovvero di singole parti, la perdita di stabilità (specialmente nel caso di elementi sottili) e l'insorgenza di meccanismi di collasso globale ovvero locale;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):
Le deformazioni e le inflessioni della struttura date dalle sollecitazioni devono essere mantenute entro limiti definiti al fine di evitare danni (come crepe) a componenti quali soffitti, pavimenti, pareti divisorie, installazioni, ecc. Risulta altresì importante il soddisfacimento dei requisiti d'usabilità (inflessi, vibrazioni) così come aspetto o benessere degli utenti finali;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali:
capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale $R_d \geq E_d$ dove il primo termine è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate. E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Gli stati limite di esercizio, a seconda della probabilità statistica, possono essere raggiunti e superati più volte durante la vita utile delle strutture ed includono, ad esempio, limiti di deformazione e sollecitazione. Attraverso il rispetto di detti limiti vengono soddisfatti i suddetti stati limite nella forma di benessere dell'utente, usabilità, aspetti ottici e sicurezza soggettiva così come la durabilità della vita utile normata dell'opera.

A.1.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi

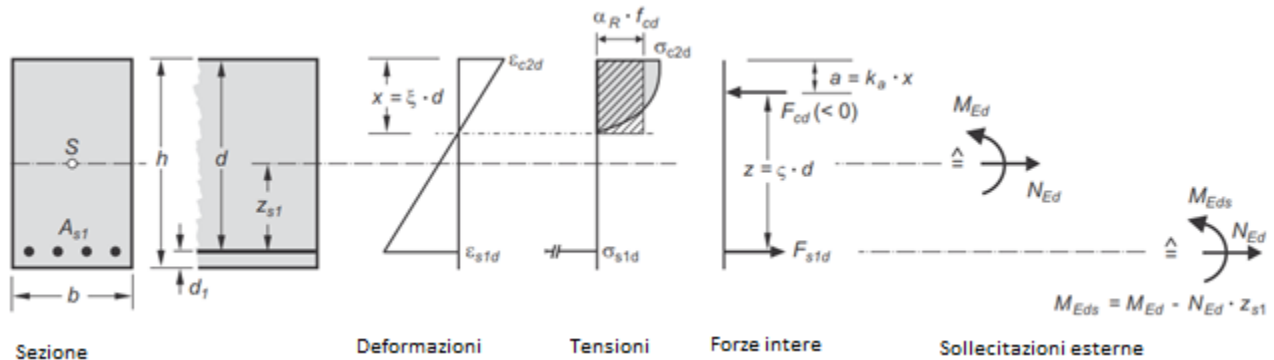
Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- EQU: lo stato limite di equilibrio come corpo rigido
- STR: lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione
- GEO: lo stato limite di resistenza del terreno

Equazioni alla base del calcolo dell'armatura di flessione

$$\mu_d = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \zeta = 0,5 \cdot (1 + (1 - 2,055 \cdot \mu_d)^{0,5})$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d} + N_{Ed} \right)$$



Terminologia per il dimensionamento e la posa delle armature nei solai

As1-	Armatura	inferiore,
direzione		1
As2-	Armatura	inferiore,
direzione		2
As1+	Armatura	superiore,
direzione		1
As2+	Armatura	superiore,
direzione		2
Asw	Armatura a taglio	

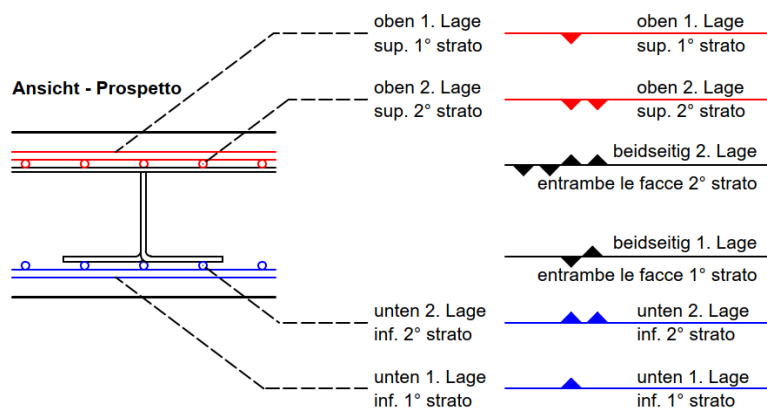


Figura A.1: Involuppo momento flettente max. inferiore in direzione x-

Angolo d'inclinazione della biella di compressione

L'angolo d'inclinazione della biella di compressione è stato assunto come variabile nei calcoli. L'angolo θ tra l'asse del solaio e la biella varia entro i seguenti limiti: $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$.

Nota

I valori di picco presenti nei diagrammi dei momenti flettenti, nei diagrammi dell'andamento delle armature e nei diagrammi degli stati tensionali, dovuti alle singolarità del modello di calcolo, sono stati valutati con valori medi agenti in un intervallo adatto.

Elementi costruttivi non verificati esplicitamente

Tutti gli elementi strutturali non direttamente esplicitati nella relazione vengono realizzati costruttivamente secondo le generali "regole tecniche riconosciute" (vedi anche EN 45020)

Note per le verifiche agli stati limite d'esercizio

Per elementi strutturali, maggiormente rigidi o costruttivamente rinforzati, che presentano carichi sollecitanti ulteriormente inferiori rispetto la resistenza di progetto, non vengono esplicitamente verificati nel presente documento

A.1.1.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Nelle opere permanenti la tensione di compressione nel calcestruzzo deve essere limitata al fine di evitare fessure longitudinali, microfessurazione o elevati livelli di viscosità, laddove questi possano comportare effetti inaccettabili per la funzionalità della struttura.

Possono insorgere fessure longitudinali se il livello di tensione sotto la combinazione di carico caratteristica eccede un valore critico. Perciò è opportuno limitare le tensioni di compressione al valore $k_1 \cdot f_{ck}$ per esposizione in ambienti di classe XD, XF e XS.

Il valore raccomandato è $k_1 = 0,60$.

Se la tensione nel calcestruzzo sotto i carichi quasi permanenti è minore di $k_2 \cdot f_{ck}$, si può assumere un comportamento visco-elastico di tipo lineare. Se la tensione nel calcestruzzo eccede $k_2 \cdot f_{ck}$, si raccomanda di considerare un comportamento visco-elastico di tipo non lineare.

Il valore raccomandato è $k_2 = 0,45$.

Si può ammettere che fessurazioni o spostamenti non accettabili siano evitati quando, sotto la combinazione di carichi caratteristica, la tensione di trazione nell'armatura non eccede $k_3 \cdot f_{yk}$. Se la tensione è dovuta a deformazioni imposte, si raccomanda che la tensione di trazione non ecceda $k_4 \cdot f_{yk}$. Si raccomanda che il valore medio della tensione nell'armatura di precompressione non sia maggiore di $k_5 \cdot f_{pk}$.

I valori raccomandati sono $k_3 = 0,80$ $k_4 = 1,00$ $k_5 = 0,70$.

Deformazioni, spostamenti e rotazioni angolari

Rotazioni angolari

Il valore limite è dato dal rapporto Δ/L , tra il cedimento differenziale Δ e la distanza L sulla quale è misurato (EC7, allegato H):

$$\frac{D}{L} < \frac{1}{300} \text{ Valore limite per le prime fessure che si instaurano sui muri portanti } *$$

*(“Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen” - EVB, 1993)

Deformazioni a lungo termine:

Ritiro e viscosità modificano lo stato deformativo anche in assenza di variazione di carico. Assumendo valida la teoria lineare, la deformazione viscosa ε_v è proporzionale alla deformazione elastica ε_{el} secondo il coefficiente di viscosità Φ .

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_v = \varepsilon \cdot (1 + \Phi) = \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot (1 + \Phi)$$

Pertanto, si adotta il modulo elasticità efficace del calcestruzzo $E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi(\infty, t_0))$ (UNI EC1992-1-1, §7.4.3), impiegato anche per determinare uno dei parametri che rientrano nel calcolo della rigidezza, ovvero il rapporto tra i moduli elastici $\alpha_c = E_s / E_{c,eff}$. Inoltre, sempre per il calcolo dell'inerzia, è stato considerato lo stadio fessurativo della sezione.

Il coefficiente di viscosità e le deformazioni da ritiro sono ricavate mediante le equazioni riportate nell'Appendice B dell'EC2.

Quando non definiti esplicitamente si prendono quali parametri per il calcolo a lungo termine:

- Umidità relativa $RH = 50 \%$
- Tempo prima applicazione del carico $t_0 = 28 \text{ gg}$

A.2 Azioni sulle strutture

A.2.1 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

A.2.1.1 Carichi permanenti (G)

Le azioni agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione d'intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo:

- Peso proprio di tutti gli elementi strutturali; forze risultanti dalla pressione dell'acqua: G_1
I pesi propri degli elementi strutturali sono determinati in base alle sezioni geometriche e ai pesi specifici corrispondenti, riportati nelle NTC 2018, § 3.1.2, Tab. 3.1.I.
- Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali: G_2

I carichi permanenti portati derivano dalle densità dei materiali e sono dedotti dalle stratigrafie dei solai e dai pacchetti portati.

- Spostamenti e deformazioni
- Pretensione e precompressione: P
- Ritiro e viscosità
- Spostamenti differenziali

A.2.1.2 Carichi variabili (Q)

Le azioni variabili sulle strutture o sull'elemento strutturale con valori istantanei possono essere sensibilmente diverse fra loro nel tempo:

- Lunga durata:
azioni che agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura.
- Breve durata:
azioni che agiscono per un periodo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

I valori dei carichi d'esercizio, per le diverse categorie di edifici, sono riportati nelle NTC 2018, § 3.1.4, Tabella 3.1.II.

A.2.1.3 Carichi eccezionali (A)

Le azioni avvengono solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura. Queste possono essere, ad esempio, urti veicolari, carichi d'incendio o esplosioni.

Carico d'incendio

Tutte le strutture portanti, in funzione della loro posizione nell'opera, devono rispettare una classe di resistenza antincendio adeguata. Tutte le strutture portanti in calcestruzzo armato ed in acciaio sono verificata secondo NTC 2018 e secondo i criteri della UNI EN 1992-1-3 (Calcestruzzo armato e strutture precomprese) e della UNI EN 1993-1-2 (costruzioni in acciaio).

A.2.1.4 Azioni sismiche (E)

Il territorio italiano viene suddiviso in 4 zone sismiche, dove la zona di livello 4 rappresenta la pericolosità sismica minore e la zona 1 la maggiore.



Figura A.2: Zone sismiche 2015 (zonesismiche.mi.ingv.it)

A.2.2 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale – SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{G2} \cdot G_{k2} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) – SLE

$$G_{k1} + G_{k2} + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente – SLE

$$G_{k1} + G_{k2} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente – SLE

$$G_{k1} + G_{k2} + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica – SLU e SLE

$$E + G_{k1} + G_{k2} + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale – SLU

$$E + G_{k1} + G_{k2} + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

A.2.3 Valori dei coefficienti parziali di sicurezza

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati dalla NTC 2018, § 2.6.1.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti strutturali	Favorevole	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Carichi permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) sono compiutamente definiti si adottano per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

A.2.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali γ_i sono dati dalla NTC 2018, § 4.3.3, §4.2.4.1.1, §4.4.6.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume:

Calcestruzzo

I coefficienti di sicurezza per le strutture in calcestruzzo armato γ_c sono così definiti secondo NTC 2018, §4.3.3:

$$\gamma_c \quad (\text{calcestruzzo}) = 1,5$$

Acciaio

I coefficienti di sicurezza per le strutture in acciaio γ_{Mi} sono così definiti secondo NTC 2018, §4.2.4.1.1 e §4.3.3:

γ_A	(acciaio da carpenteria)	=	1,05
γ_S	(acciaio da armatura)	=	1,15
γ_V	(connessioni)	=	1,25
γ_{M0}	(resistenza della sezione)	=	1,05
γ_{M1}	(resistenza all'instabilità delle membrature)	=	1,05
γ_{M1}	(resistenza all'instabilità delle membrature, ponti)	=	1,10
γ_{M2}	(resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese)	=	1,25

Parametri geotecnici

I coefficienti di sicurezza per i parametri geotecnici γ_M sono così definiti secondo NTC 2018, §6.2.4.1.2, Tab. 6.2.II:

	M1	M2
Parametro	γ_{Mi}	γ_{Mi}
$\tan \phi'_k$	1,00	1,25
c'_k	1,00	1,25
c_{uk}	1,00	1,40
γ	1,00	1,00

A.2.4 Valori dei coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione sono dati dalla NTC 2018, § 2.5.2, Tab. 2.5.I.

Categoria	Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
A	Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
B	Uffici	0,7	0,5	0,3
C	Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
D	Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
E	Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale, biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
F	Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
G	Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
H	Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
I	Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
K	Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
	Vento	0,6	0,2	0,0
	Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
	Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
	Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

A.3 Materiali

Le caratteristiche principali dei materiali, usati per la realizzazione delle strutture portanti, sono riportate nei seguenti paragrafi.

A.3.1 Calcestruzzo

Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube}, R_{ck}$	37	N/mm ²
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd}	17	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	38	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,9	N/mm ²
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale	$f_{ctk,0,05}$	2,0	N/mm ²
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale	$f_{ctk,0,95}$	3,8	N/mm ²
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	33000	N/mm ²
Deformazione di contrazione nel cls	ε_{c1}	2,2	‰
Deformazione ultima di contrazione nel cls	ε_{cu1}	3,5	‰
	ε_{c2}	2,0	‰
	ε_{cu2}	3,5	‰
	n	2,0	
	ε_{c3}	1,75	‰
	ε_{cu3}	3,5	‰

A.3.1.1 Classi di esposizione

Le classi di esposizione sono date dalla UNI 1992-1-1, § 4.2.

Classe	Descrizione dell'ambiente
1) Nessun rischio di corrosione o di attacco	
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.
2) Corrosione indotta da carbonatazione	
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato
XC2	Bagnato, raramente asciutto
XC3	Umidità moderata
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto
3) Corrosione indotta da cloruri	
XD1	Umidità moderata
XD2	Bagnato, raramente asciutto
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto
4) Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare	
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare
XS2	Permanentemente sommerso
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree
5) Attacco di cicli gelo/disgelo	
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare
6) Attacco chimico	
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1

A.3.2 Acciaio per cemento armato

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto di snervamento	f_{yd}	391 N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	E	210000 N/mm^2

Indice

1	Premessa	1
2	Piano preliminare dei monitoraggi geotecnici e strutturali	1
2.1	Monitoraggio dei cedimenti in fondazione	1
2.2	Monitoraggio delle deformazioni della copertura	1
2.3	Monitoraggio dinamico vibrazionale.....	2

1 Premessa

Il presente piano preliminare di monitoraggio geotecnico e strutturale fa riferimento studio di Fattibilità Tecnico ed Economica delle opere dei lavori di ampliamento del Polo Ambientali Integrato per la gestione dei rifiuti nell'ATO di Parma – Comparto C4: impianto di stoccaggio, messa in riserva e pretrattamento di rifiuti solidi urbani e speciali e area logistica Comparto C1, e riprende le indicazioni già contenute nel piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera integrandole con specifiche indicazioni riguardanti il possibile monitoraggio delle strutture dell'edificio.

L'attività di monitoraggio strutturale ha lo scopo di acquisire informazioni circa il comportamento di un manufatto e dell'ambiente che con esso interagisce. Le attività da svolgere su ogni manufatto posto sotto monitoraggio hanno come obiettivo lo studio delle sue condizioni strutturali e soprattutto l'evoluzione nel tempo dei parametri e delle grandezze fisiche tenute sotto osservazione.

In aggiunta, il monitoraggio, se mantenuto attivo in modo permanente, permette di avere sotto stretto controllo la costruzione nelle sue condizioni che vanno dalle normali fasi operazionali a situazioni di rilevante impegno strutturale. Ciò consente, in tempo pressoché reale, di conoscere la condizione della costruzione. Tale informazione è utile per attivare interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, e soprattutto, è indispensabile per valutare il livello di sicurezza in modo da poter prendere decisioni informate e oggettive sull'utilizzo della costruzione in condizioni critiche, ad esempio immediatamente dopo un terremoto, come luogo strategico per la gestione dell'emergenza

2 Piano preliminare dei monitoraggi geotecnici e strutturali

Si riporta di seguito una proposta preliminare di monitoraggio geotecnico e strutturale che va ad integrare quanto già dettagliato nel piano di manutenzione.

2.1 Monitoraggio dei cedimenti in fondazione

Per le strutture di fondazione si propone il controllo degli eventuali movimenti, sia in termini di rotazioni che di cedimenti verticali assoluti e relativi. Si propone inoltre una verifica sulla verticalità della struttura.

In tali ambiti i parametri da monitorare sono di tipo statico (deformazioni, rotazioni, spostamenti) e il monitoraggio sarà effettuato mediante posizionamento di mire ottiche in idonei punti della struttura e conseguenti rilievi topografici ad intervalli di tempo prestabiliti.

Per ogni punto sarà effettuata una lettura zero al termine dei lavori di riferimento per le successive misurazioni.

2.2 Monitoraggio delle deformazioni della copertura

Per le strutture di copertura, vista le luci importanti della struttura, si propone il controllo degli eventuali movimenti, in termini di deformazioni verticali.

Il monitoraggio sarà effettuato mediante posizionamento di mire ottiche in idonei punti della struttura e conseguenti rilievi topografici ad intervalli di tempo prestabiliti.

Per ogni punto sarà effettuata una lettura zero al termine dei lavori di riferimento per le successive misurazioni.

2.3 Monitoraggio dinamico vibrazionale

La nuova costruzione potrà inoltre essere equipaggiata con un sistema di monitoraggio strutturale permanente in grado di fornire informazioni in continuo, accessibili da remoto.

Gli obiettivi del sistema sono molteplici. Le misurazioni in continuo, o comunque ad intervalli regolari, permettono un controllo periodico della costruzione e rendono possibile una diagnosi tempestiva di eventuali fenomeni di degrado di varia natura.

Il sistema sarà dotato di un dispositivo di soglia che provvederà alla registrazione del segnale nel caso di eventi improvvisi di intensità significativa, quali eventi sismici, venti estremi, rotture locali o altre cause di picchi di risposta.

Questo renderà possibile la ricostruzione, immediata e a distanza, delle condizioni della costruzione a seguito di un evento.

Il sistema di monitoraggio sarà costituito da sensori accelerometrici e da sistema di misura degli spostamenti localizzati in modo da permettere una ricostruzione completa della cinematica della costruzione.