

Provincia di Cuneo
S.S. 28 del Colle di Nava
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6 "Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. T008

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	MANDATARIA: 	MANDANTI:  POLITECNICA BUILDING FOR HUMANS	MATILDI+PARTNERS
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	IL PROGETTISTA: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi</i> <i>Bologna–n.A6457</i>		
IL GEOLOGO: <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL</i> <i>Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>		
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i> OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI: <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i> GEOTECNICA: <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i> IDROLOGIA ED IDRAULICA: <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>		
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>			
PROTOCOLLO:	DATA:		

10 – OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI E PONTI
10.2 – Ponte sul torrente Ermena
Relazione di calcolo – sottostrutture

CODICE PROGETTO DPT00008D16		NOME FILE 10.02_P00_VI02_STR_RE02_B		PROGR. ELAB. 10.02	REV.	SCALA:
		CODICE ELAB. P00VI02STRRE02			B	/
D						
C						
B	<i>Istruttoria ANAS</i>	<i>Maggio 2020</i>	<i>Matildi+Partners</i>	<i>Barrasso</i>	<i>Isani</i>	<i>Matildi</i>
A	<i>EMISSIONE</i>	<i>Marzo 2020</i>	<i>Matildi+Partners</i>	<i>Barrasso</i>	<i>Isani</i>	<i>Matildi</i>
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	1
1.1	Descrizione generale delle sottostrutture	1
2	NORATIVE DI RIFERIMENTO	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	Calcestruzzo per elevazioni.....	7
3.2	Calcestruzzo per fondazioni.....	8
3.3	Calcestruzzo per i baggioli	9
3.4	Calcestruzzo per i pali di fondazione	10
3.5	Acciaio ordinario per armature.....	11
4	AZIONI E CARICHI DI PROGETTO	11
4.1	Peso proprio.....	11
4.2	Azioni trasmesse dall'impalcato	11
4.3	Spinta del terrapieno	12
4.4	Spinta del terrapieno	12
4.5	Sovraccarico accidentale da traffico	13
4.6	Forze trasmesse dai veicoli in frenata in corrispondenza della spalla.....	14
5	CODICI E MODELLI DI CALCOLO	16
6	COMBINAZIONI DI CARICO	17
6.1	Verifiche statiche	17
6.2	Verifiche in condizioni sismiche.....	17
7	PILA P1	19
7.1	Progetto dell'armatura e verifiche SLU	20
7.1.1	Verifiche a pressoflessione deviata	20
7.1.2	Verifiche a taglio	24

7.2	Verifiche SLE.....	25
7.2.1	Limitazione delle tensioni.....	25
7.2.2	Stato limite di fessurazione	25
7.3	Pila P1 – Zattera di fondazione	27
8	SPALLA 1	28
8.1	Paraghiaia	28
8.1.1	Sollecitazioni di progetto.....	28
8.1.2	Verifiche del muro paraghiaia	28
8.2	Spalla S1 – Zattera di fondazione.....	30
9	SPALLA 2	33
9.1	Paraghiaia	33
9.1.1	Sollecitazioni di progetto.....	33
9.1.2	Verifiche del muro paraghiaia	33
9.2	Spalla S2 – Zattera di fondazione.....	35
10	BAGGIOLI	37
10.1	Pila P1 – Appoggio unidirezionale longitudinale	37
10.2	Pila P1 – Appoggio multidirezionale	39
11	TIPOLOGIE FONDAZIONI PROFONDE	41
12	TECNOLOGIA ESECUTIVA PALI	43
13	VALUTAZIONE DELLA PORTANZA PALI	46
13.1	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI A CARICHI VERTICALI.....	47
13.1.1	Determinazione della resistenza di progetto a compressione.....	47
13.1.2	Terreni stratificati	51
13.2	CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI.....	52
13.3	DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE	54
13.3.1	Spalla 1.....	54
13.3.2	Pila 1	56
13.3.3	Spalla 2.....	59
14	PALI ISOLATI SOTTOPOSTI A CARICHI VERTICALI E TRASVERSALI	62
14.1	METODOLOGIA DI CALCOLO.....	62
14.2	CARATTERISTICA DELLA PALIFICATA.....	64

14.2.1	Comportamento dei pali a carichi verticali.....	64
14.2.2	Comportamento dei pali a carichi trasversali.....	64
14.3	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA	66
14.3.1	SPALLA 1	67
14.3.2	PILA 1	68
14.3.3	SPALLA 2	70
14.4	LUNGHEZZA PALI.....	71
15	VERIFICHE STRUTTURALI PALI	72
15.1	SPALLA 1.....	72
15.2	PILA 1	77
15.3	SPALLA 2.....	81
16	CARICO LIMITE TRASVERSALE.....	87
16.1	SPALLA 1.....	87
16.2	PILA 1	88
16.3	SPALLA 2.....	89
17	CEDIMENTO PALI DI FONDAZIONE.....	91
17.1	CEDIMENTI PALI SINGOLI E GRUPPO	91
17.1.1	PILA 1	93
18	STABILITA' SCAVI PROVVISORIALI	97

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi statica e il progetto delle sottostrutture del Viadotto Ermena, previsto nell'ambito dei lavori di realizzazione del collegamento tra la nuova Tangenziale di Mondovì e la SS 20 Dir. Nel seguito sono descritte le caratteristiche generali e la geometria degli elementi, sono definite le sollecitazioni e riportati i risultati delle analisi svolte.

1.1 Descrizione generale delle sottostrutture

Nello specifico, di seguito ci si riferisce alle seguenti sottostrutture:

- Pila P1
- Spalla S1
- Spalla S2

Nell'immagine che segue è riportato uno stralcio planimetrico e di profilo longitudinale con ubicazione delle sottostrutture menzionate:

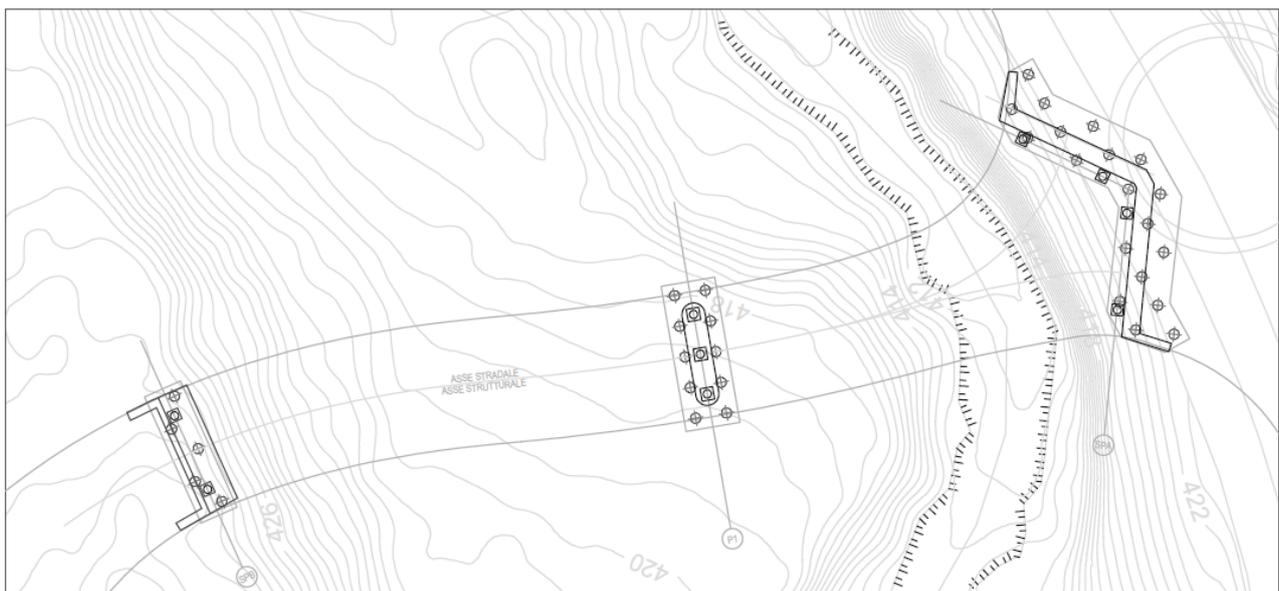


Figura 1: Viadotto Ermena – Planimetria generale con indicazione delle sottostrutture

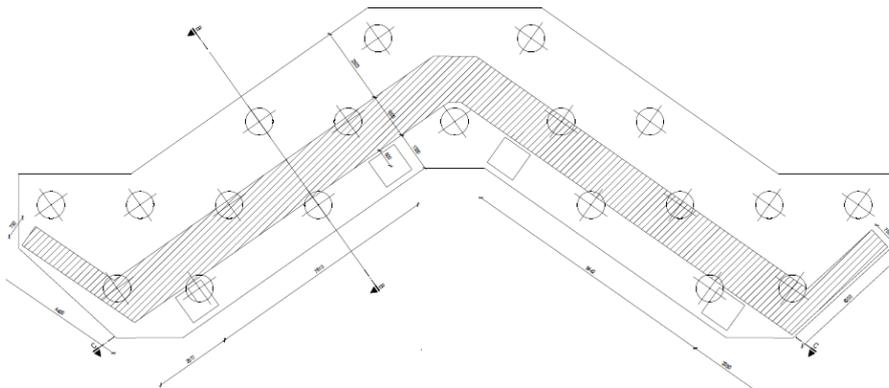


Figura 5: Spalla S1 – Pianta

La pila P1 presenta un fusto di altezza 6 m, avente sezione rettangolare di larghezza complessiva 10 m e spessore 2 m, smussata agli estremi secondo due semicerchi di raggio pari a 1 m, così da limitare i problemi di natura idraulica.

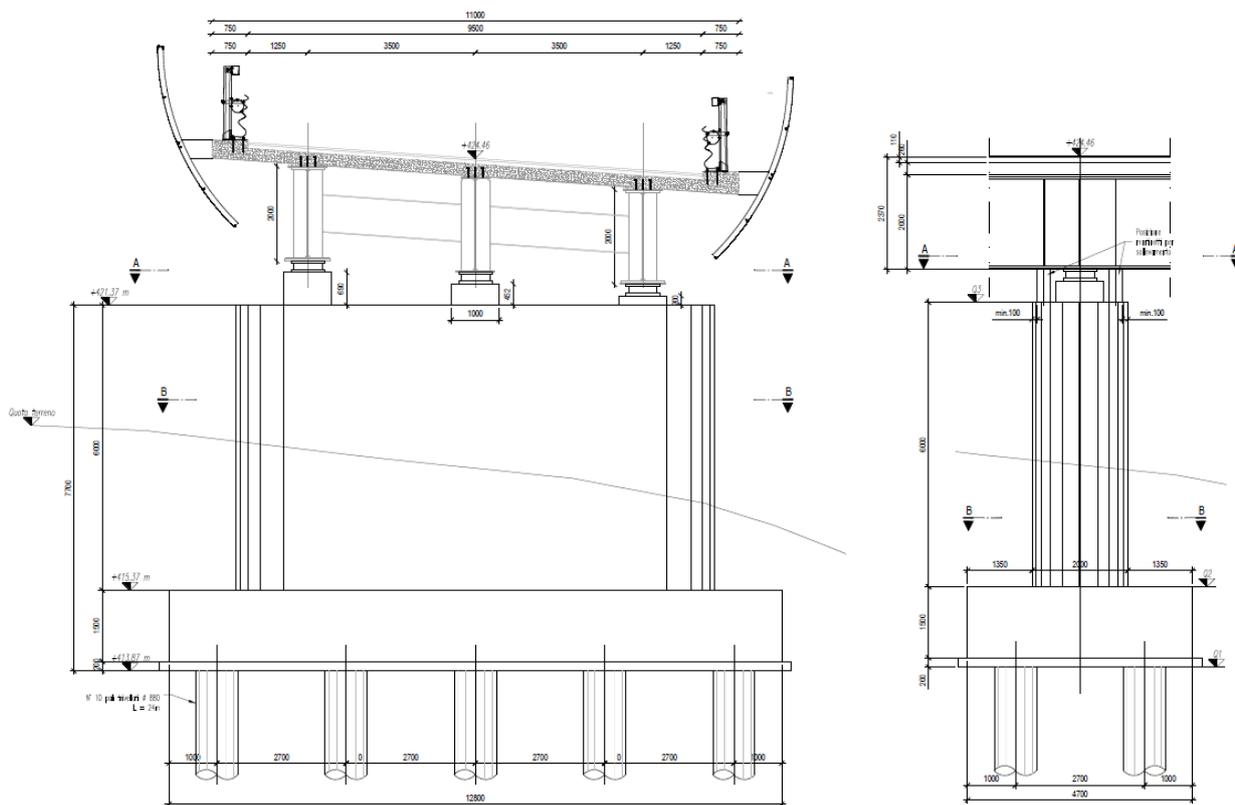


Figura 6: Pila P1 – Vista frontale e prospetto laterale

La pila P1 presenta una fondazione profonda su 10 pali trivellati di diametro 880 mm e lunghezza 20 m, disposti secondo una maglia quadrata con interasse di 2,7 m costante e distanza dal bordo di 1 m (asse palo).

La zattera di fondazione ha pianta rettangolare di dimensioni 12,8 m x 4,7 m e spessore 1,5 m.

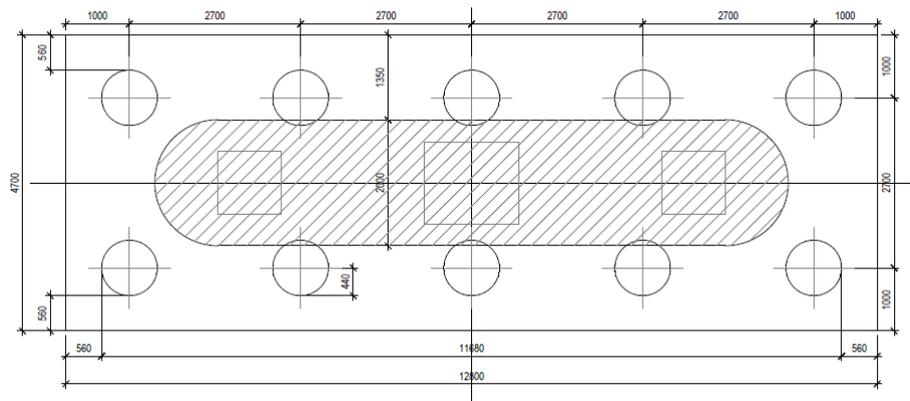


Figura 7: Pila P1 – Pianta

In corrispondenza della spalla S2 l'impalcato presenta larghezza costante pari a 11 m; la stessa larghezza possiede il paraghiaia della spalla S2 che segue la geometria dell'impalcato anche in inclinazione, con un'altezza variabile tra 2,22 m e 2,84 m e uno spessore di 0,50 m.

Come la spalla S1, anche la spalla S2 presenta due muri andatori di spessore 0,75 m e larghezza variabile tra 0,20 m e 2,50 m, orientati a seguire l'andamento della strada.

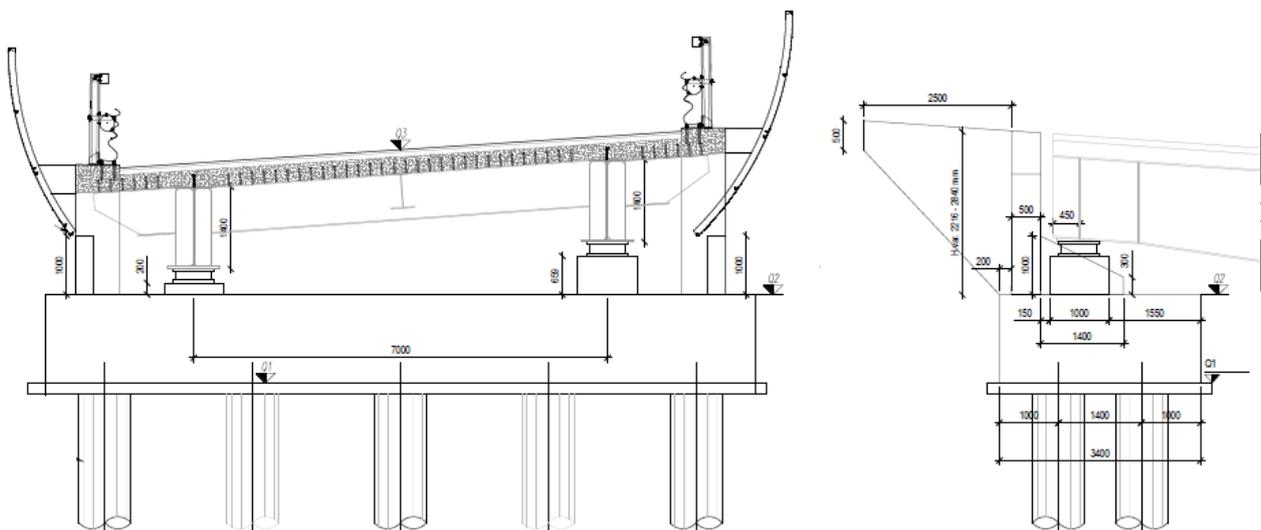


Figura 8: Spalla S2 – Prospetti frontale e laterale

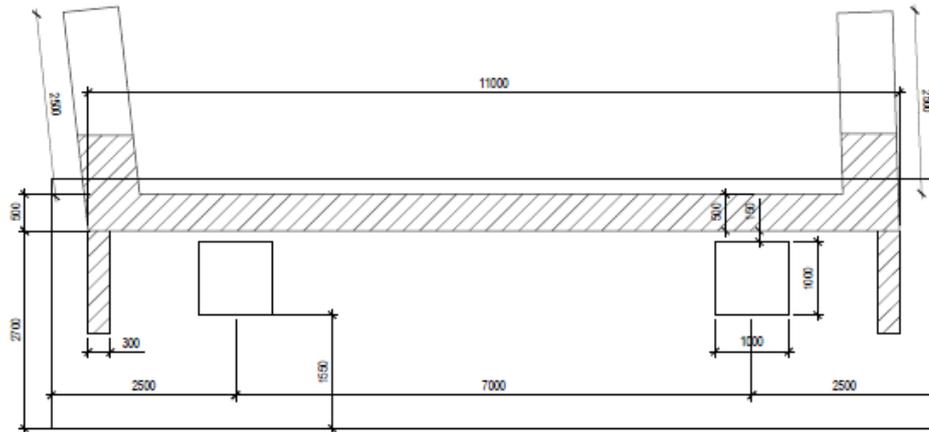


Figura 9: Spalla S2 – Pianta

La zattera di fondazione ospita i baggioli di appoggio per l'impalcato; essa è rettangolare con dimensioni in pianta 12,00 m x 3,40 m e spessore 1,5 m.

Sono presenti 5 pali di fondazione di diametro 880 mm e lunghezza 16 m, disposti con schema a quinconce con interasse 2,87 m costante e con distanza dal bordo di 1 m (asse palo).

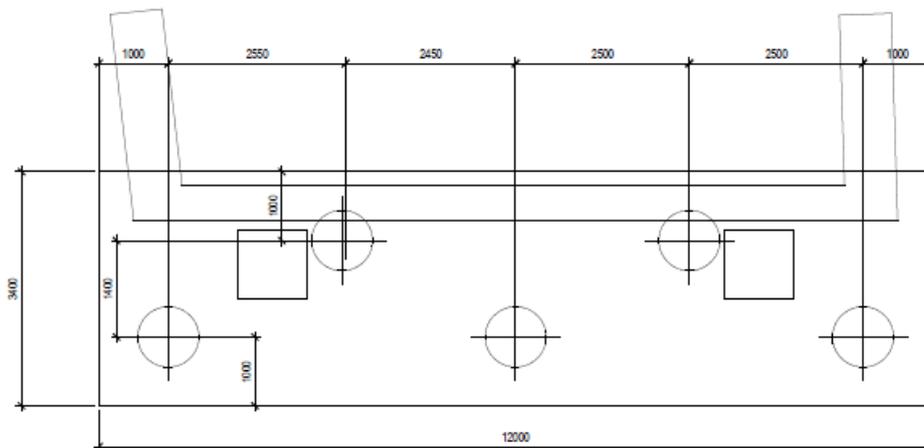


Figura 10: Spalla S2 – Pianta fondazioni

2 NORATIVE DI RIFERIMENTO

Si riportano le Normative adottate per le verifiche delle singole componenti strutturali:

- D.M. 17-01-2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"; [NTC18]
- UNI EN1991-2 "Azioni sulle strutture: carichi da traffico su ponti"; [EC1-2]
- UNI EN1991-1-5 "Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni termiche" [EC1-1-5]
- UNI EN1992-1-1 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo: regole generali e regole per gli edifici"
[EC2-1]
- UNI EN 206-1 :2014 "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità"

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per elevazioni

La scelta della classe di resistenza dei materiali è conforme alle condizioni ambientali di messa in opera della struttura, secondo la tabella Tab. 2 della UNI EN 206-1 e UNI11104.

CALCESTRUZZO		DM 17/1/2018	
Classe C32/40			
coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc}	0,85	par. 4.1.2.1.1.1
coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	32 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	40 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	40,0 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	3,02 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	2,12 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	f_{ctfm}	3,63 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctfk}	2,54 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	E_{cm}	33.346 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0,2	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_F	0	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	α	1,00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	ρ	2.500 kg/m³	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	18,13 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza per aderenza acciaio-cls	f_{bd}	3,18 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	1,41 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	19,20 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.perm.}$	14,40 MPa	par. 4.1.2.2.5.1

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Copriferro estradosso			
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)		XD1	par. 4.2, prosp. 4.1
Classe di esposizione (ai fini della composizione)		XC3	par. 4.2, prosp. 4.1
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?		No	par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale	S	3	par. 4.4.1.2(5)
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)	$C_{min,b,sup}$	24 mm	par. 4.4.1.2(3)
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali	$C_{min,dur}$	30 mm	par. 4.4.1.2(5)
Margine di sicurezza	$\Delta C_{dur,\gamma}$	0 mm	par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox	$\Delta C_{dur,st}$	0 mm	par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva	$\Delta C_{dur,add}$	0 mm	par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale
Copriferro nominale minimo - strato superiore	$C_{nom,sup}$	35 mm	
Margine di progetto per gli scostamenti	$\Delta C_{dev,sup}$	5 mm	par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale
Copriferro minimo	$C_{min,sup}$	30 mm	par. 4.4.1.2(2)
	$C_{min,b,sup}$	24 mm	
max	$C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}$	30 mm	
		10 mm	

Nei calcoli riportati in questo documento è stato adottato un copriferro minimo di 45 mm.

3.2 Calcestruzzo per fondazioni

Per le fondazioni la classe di esposizione di riferimento è la XC2, come da prospetto 1 della UNI EN 206-1:2014, relativa a strutture che risultano a contatto con l'acqua per lungo tempo.

La classe di resistenza adottata è C32/40.

CALCESTRUZZO		DM 17/1/2018	
Classe C32/40			
coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc}	0,85	par. 4.1.2.1.1.1
coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	32 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	40 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	40,0 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	3,02 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	2,12 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	f_{ctfm}	3,63 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctfk}	2,54 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	E_{cm}	33.346 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0,2	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_F	0	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	α	1,00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	ρ	2.500 kg/m³	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	18,13 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza per aderenza acciaio-cls	f_{bd}	3,18 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	1,41 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	19,20 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.perm.}$	14,40 MPa	par. 4.1.2.2.5.1

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Copriferro estradosso			
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)		XC2	par. 4.2, prosp. 4.1
Classe di esposizione (ai fini della composizione)		XC2	par. 4.2, prosp. 4.1
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?		No	par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale	S	3	par. 4.4.1.2(5)
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)	$c_{min,b,sup}$	24 mm	par. 4.4.1.2(3)
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali	$c_{min,dur}$	20 mm	par. 4.4.1.2(5)
Margine di sicurezza	$\Delta c_{dur,\gamma}$	0 mm	par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox	$\Delta c_{dur,st}$	0 mm	par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva	$\Delta c_{dur,add}$	0 mm	par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale
Copriferro nominale minimo - strato superiore	$c_{nom,sup}$	29 mm	
Margine di progetto per gli scostamenti	$\Delta c_{dev,sup}$	5 mm	par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale
Copriferro minimo	$c_{min,sup}$	24 mm	par. 4.4.1.2(2)
	$c_{min,b,sup}$	24 mm	
$\max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ c_{min,b,sup} \end{array} \right.$		20 mm	
		10 mm	

Nei calcoli di seguito riportati si è adottato un copriferro minimo di 45 mm.

3.3 Calcestruzzo per i baggioli

Per i baggioli è stato adottato un calcestruzzo di classe C 35/45; la classe di esposizione è la medesima di riferimento per tutti gli elementi in elevazione.

CALCESTRUZZO		DM 17/1/2018	
Classe C35/45			
coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc}	0,85	par. 4.1.2.1.1.1
coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	35 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	45 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	43,0 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	3,21 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	2,25 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	f_{ctfm}	3,85 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctfk}	2,70 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	E_{cm}	34.077 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0,2 -	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_F	0 -	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	α	1,00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	ρ	2.500 kg/m³	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	19,83 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza per aderenza acciaio-cls	f_{bd}	3,37 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	1,50 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	21,00 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.per.}$	15,75 MPa	par. 4.1.2.2.5.1

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Copriferro estradosso			
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)		XD1	par. 4.2, prosp. 4.1
Classe di esposizione (ai fini della composizione)		XC3	par. 4.2, prosp. 4.1
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?		No	par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale	S	3	par. 4.4.1.2(5)
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)	$C_{min,b,sup}$	24 mm	par. 4.4.1.2(3)
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali	$C_{min,dur}$	30 mm	par. 4.4.1.2(5)
Margine di sicurezza	$\Delta C_{dur,\gamma}$	0 mm	par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox	$\Delta C_{dur,st}$	0 mm	par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva	$\Delta C_{dur,add}$	0 mm	par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale
Copriferro nominale minimo - strato superiore	$C_{nom,sup}$	35 mm	
Margine di progetto per gli scostamenti	$\Delta C_{dev,sup}$	5 mm	par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale
Copriferro minimo	$C_{min,sup}$	30 mm	par. 4.4.1.2(2)
	$C_{min,b,sup}$	24 mm	
max	$C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}$	30 mm	
		10 mm	

Nei calcoli è stato assunto un copriferro minimo di 45 mm.

3.4 Calcestruzzo per i pali di fondazione

Per i pali di fondazione la classe di esposizione è la XC2-XA2, come da prospetto 1 della UNI EN 206-1:2014 e UNI11104, relativa a strutture che risultano a contatto con l'acqua per lungo tempo.

La classe di resistenza adottata è C32/40.

CALCESTRUZZO		DM 17/1/2018	
Classe		C32/40	
coefficiente di sicurezza	γ_c	1.5	par. 4.3.3
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	32 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	40 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	40.00 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	3.02 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	2.12 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	f_{ctfm}	3.63 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctfk}	2.54 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	E_{cm}	33346 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0.2 -	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_F	0 -	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	ρ	2500 kg/m ³	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	21.33 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	1.41 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	19.20 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.per.}$	14.40 MPa	par. 4.1.2.2.5.1

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Vita utile di progetto		50	anni
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)		XC2	par. 4.2, prosp. 4.1
Copriferro			
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?		No	par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale	S	3	par. 4.4.1.2(5)
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)	$c_{min,b,sup}$	26	mm par. 4.4.1.2(3)
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali	$c_{min,dur}$	20	mm par. 4.4.1.2(5)
Margine di sicurezza	$\Delta c_{dur,y}$	0	mm par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox	$\Delta c_{dur,st}$	0	mm par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva	$\Delta c_{dur,add}$	0	mm par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale
Copriferro nominale minimo - strato superiore	$c_{nom,sup}$	36	mm
Margine di progetto per gli scostamenti	$\Delta c_{dev,sup}$	10	mm par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale
Copriferro minimo	$c_{min,sup}$	26	mm par. 4.4.1.2(2)
max	$c_{min,b,sup}$	26	mm
	$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}$	20	mm
		10	mm

Si considera un copriferro pari a 7.5 cm, come raccomandato dall'EC2 al §4.4.1.3, par. (4) "per le parti di struttura contro terra".

3.5 Acciaio ordinario per armature

Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, aventi le seguenti caratteristiche:

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$$

tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$$

modulo elastico

$$E_s = 210.000 \text{ MPa}$$

$$1.15 < (f_t / f_y)_k < 1.35$$

$$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1.25$$

$$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$$

con tensioni di progetto pari a:

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ con } \gamma_s = 1.15$$

- tensioni allo stato limite esercizio

$$\sigma_c = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara})$$

4 AZIONI E CARICHI DI PROGETTO

4.1 Peso proprio

Il peso proprio delle strutture in c.a. è calcolato assumendo un peso specifico pari a $\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$.

4.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

L'impalcato trasmette azioni alle sottostrutture tramite i dispositivi di vincolo. Si riportano di seguito i massimi scarichi dell'impalcato, per ciascuna sottostruttura:

STR			Valori massimi SLU			Sisma	
Pos.	Tipologia	EL	N	Ty	Tx	Ty	Tx
SpB	Unidirezionale	1	-4166	-551	0	-1085	0
	Multidirezionale	2	-2830	0	0	0	0
P1	Multidirezionale	3	-6796	0	0	0	0
	Unidirezionale	4	-7787	-1163	0	-2176	0
	Multidirezionale	5	-4123	0	0	0	0
SpA	Multidirezionale	6	-1565	0	0	0	0
	Fisso	7	-4307	-584	-165	-99	1929
	Fisso	8	-2067	-349	-50	-186	2232
	Multidirezionale	9	-2859	0	0	0	0

4.3 Spinta del terrapieno

Le spalle del viadotto sono soggette alla spinta del terrapieno a tergo. Tale spinta viene valutata, a favore di sicurezza, in condizioni di spinta a riposo; ciò corrisponde a non ammettere eventuali spostamenti della spalla che possano consentire la mobilitazione della spinta limite attiva.

Il coefficiente di spinta a riposo k_0 viene valutato come segue:

$$k_0 = 1 - \sin\varphi$$

Dove φ è l'angolo di attrito del terrapieno. La spinta così valutata risulta essere orizzontale con distribuzione lineare con la profondità e di risultante S_h :

$$S_h = \frac{1}{2} k_0 \gamma_t H^2$$

Nello specifico, si è previsto di realizzare a tergo delle spalle un riempimento in misto cementato; per la valutazione delle spinte dovute ad esso sono state utilizzate le caratteristiche che seguono:

γ_t (kN/m ³)	18
φ (°)	35
c'_k (MPa)	0
c_{uk} (MPa)	0

4.4 Spinta del terrapieno

La sovraspinta del terreno in condizioni sismiche è stata calcolata tramite la teoria di Wood ed è pari a:

$$\Delta S = S a_g \gamma H^2$$

Dove S e a_g sono i parametri sismici di amplificazione stratigrafica e di accelerazione orizzontale massima attesa.

VITA DELLA STRUTTURA	
Vita nominale dell'opera:	VN = 50 anni
Classe d'uso:	IV
Coefficiente d'uso:	CU= 2
Periodo di riferimento per le azioni sismiche strutturali:	VR = VN × CU = 100 anni
CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO	
Topografia:	T2
Coefficiente Topografico:	ST= 1.2
Categoria Suolo:	B

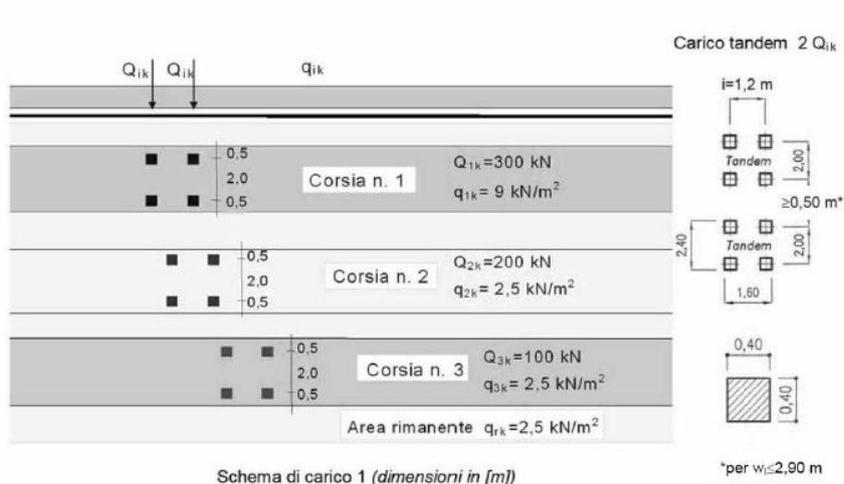
Opera	Long	Lat	SLV (712 anni)			SLC (1462 anni)		
			ag	Fo	Tc	ag	Fo	Tc
Ponte Rione Borgato	7.81666	44.38106	0.091	2.692	0.315	0.110	2.769	0.331

Il punto di applicazione di tale spinta è a metà altezza H del manufatto e ciò equivale ad applicare una pressione uniforme.

4.5 Sovraccarico accidentale da traffico

Le spalle sono interessate anche dalle azioni verticali dovute al transito dei veicoli.

Con riferimento al §C5.1.3.3.5.1 della Circolare Esplicativa, ai fini del calcolo delle spalle si è considerato applicato sul rilevato lo schema di carico 1 in cui i carichi tandem sono stati sostituiti con carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3 m e lunga 2,2 m.



Ai fini del dimensionamento del muro paraghiaia, si può considerare che il sovraccarico accidentale da traffico si diffonda nel terrapieno con un angolo che, per un rilevato correttamente consolidato, si può assumere pari a 30°:

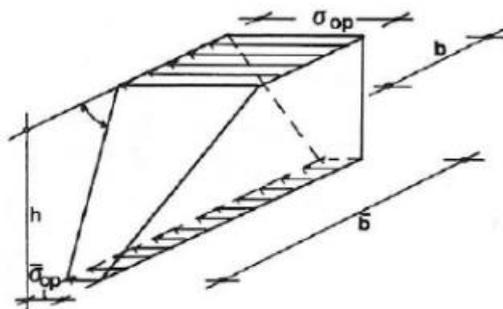


Figura 11: Diffusione del sovraccarico accidentale da traffico ai fini del dimensionamento del paraghiaia.

4.6 Forze trasmesse dai veicoli in frenata in corrispondenza della spalla

Con riferimento al §C5.1.3.3.5.2 della Circolare Esplicativa, ai fini del calcolo del muro paraghiaia si deve considerare un'azione longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro, di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q_{1k} . Pertanto, occorre considerare un carico orizzontale di 180 kN, in concomitanza del carico verticale di 300 kN:

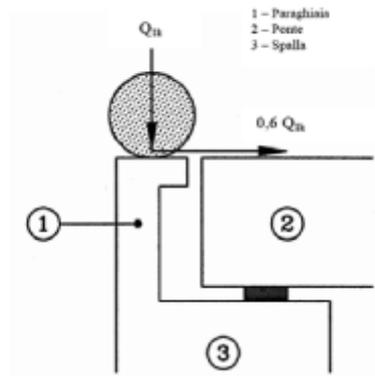


Figura 12: Carichi da traffico su muri paraghiaia – azione di frenatura [Fig. C5.1.1]

Nell'ipotesi di diffusione del carico a 45°, il momento sollecitante per metro di paraghiaia alla profondità h è

dato da:
$$M_f = \frac{0,6 \cdot Q_{1k} \cdot h}{b + 2h}$$

5 CODICI E MODELLI DI CALCOLO

I modelli agli elementi finiti per l'analisi delle strutture sono stati implementati tramite il software MIDAS/Civil[®] 2016 versione 2.2. Le verifiche a pressoflessione sono state condotte con l'ausilio del programma freeware VCASlu. I calcoli riportati sono, inoltre, basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi.

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche sono state condotte sia nei confronti degli Stati Limite Ultimi e di Esercizio di tipo statico sia di quelli connessi all'azione sismica, seguendo le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3, al §2.6.1 e al §5.1.3.14 del DM.17.01.2018.

6.1 Verifiche statiche

Spalle

Le verifiche statiche delle spalle sono state condotte secondo l'Approccio 1 di cui al Cap. 6 del DM.17.01.2018, che prevede l'esecuzione di verifiche secondo due distinte combinazioni di carico:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

In particolare, di seguito sono riportate le verifiche condotte secondo la Combinazione 1, più gravosa ai fini dei dimensionamenti strutturali.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{01}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{02}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{03}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_{M1}	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Figura 13: Coefficienti parziali adottati nei calcoli.

6.2 Verifiche in condizioni sismiche

Le azioni di progetto in combinazione sismica sono state ricavate da un'analisi dinamica lineare, considerando un fattore di struttura unitario.

L'analisi modale è stata condotta utilizzando un modello globale della struttura e considerando un numero di modi di vibrare sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale.

Il comportamento dinamico della struttura è stato valutato mediante un'analisi dinamica lineare agli autovalori. Le masse sismiche prese in considerazione sono quelle associate ai carichi gravitazionali permanenti e permanenti portati.

Per ciascuna direzione di eccitazione, la generica componente di risposta sismica E_i è stata combinata al fine di ottenere le sollecitazioni e gli spostamenti massimi complessivi utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = (\sum_i \sum_j \mu_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

dove:

E è il valore della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo i ;

E_j è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo j ;

μ_{ij} è il coefficiente di correlazione fra il modo i e il modo j .

Come previsto dalla normativa vigente, se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre direzioni principali; gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y \pm 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Le sollecitazioni così ottenute sono quelle che vengono considerate nella combinazione con le sollecitazioni derivanti dalle altre condizioni elementari di carico ai fini delle verifiche di resistenza.

7 PILA P1

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni nel fusto della pila P1, quest'ultimo è stato introdotto nel modello globale e schematizzato con elementi BEAM aventi la reale geometria del fusto. Il modello è stato approntato tramite il software agli elementi finiti MIDAS/Civil[®] 2016 versione 2.2.

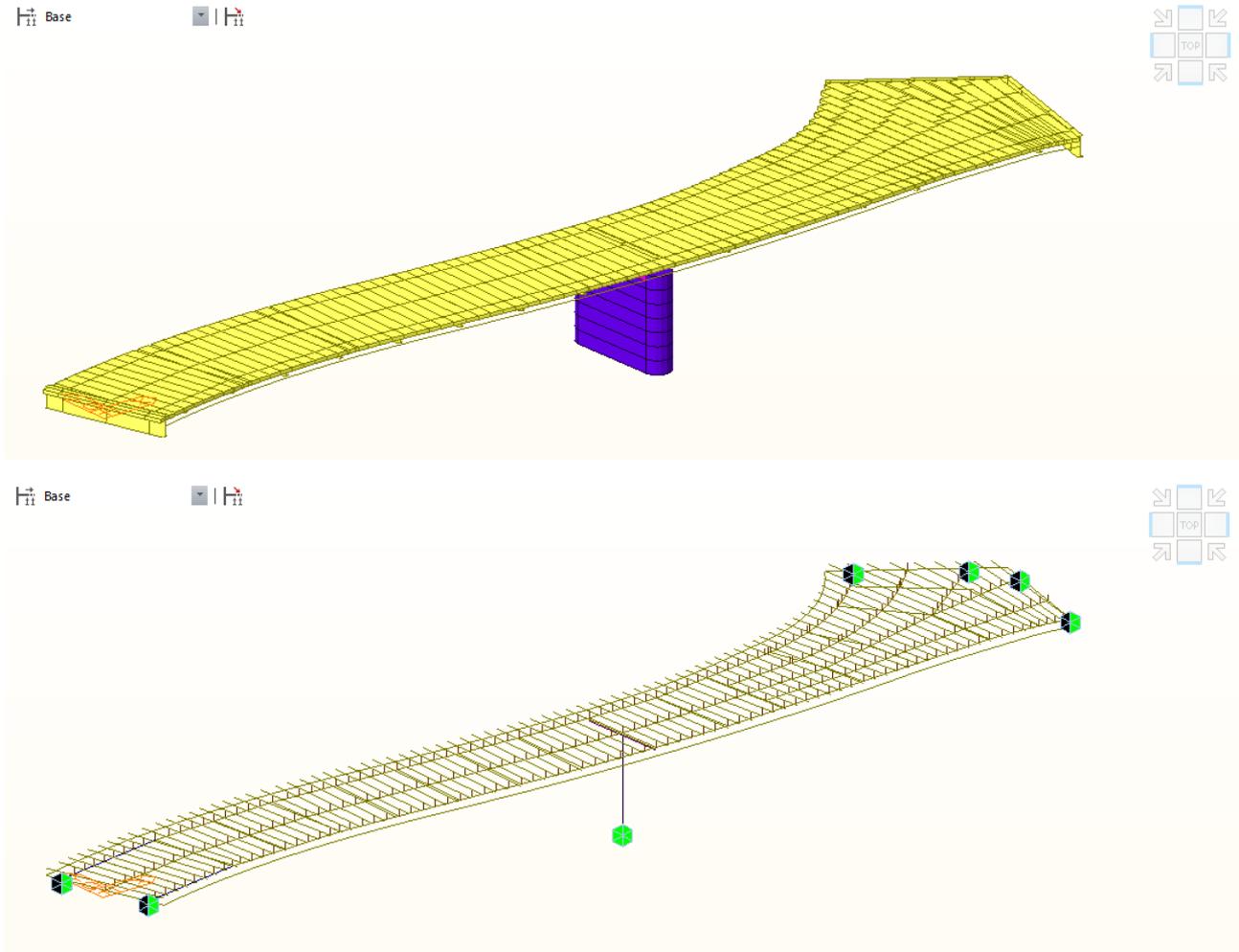


Figura 14: Modello FEM globale, in cui è stata inserita anche la pila P1

Si riportano di seguito le sollecitazioni di sforzo normale, taglio e momento flettente alla base del fusto della pila, ottenute per ogni combinazione di carico considerata; esse derivano, come detto in precedenza, da analisi lineari statica e sismica, comprensive dei carichi agenti sull'impalcato; le combinazioni coi relativi coefficienti sono state valutate secondo quanto indicato al §2.5.3, al §2.6.1 e al §5.1.3.14 delle NTC2018:

Elem	Load	Part	Component	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
4123	STR(max)	J[4101]	Axial	-11813,16	-1151,55	-0,03	0	24,52	13875,85
4123	STR(max)	J[4101]	Shear-y	-17781,99	1159,65	0,03	0	50,86	4009,81
4123	STR(max)	J[4101]	Shear-z	-13470,33	-213,71	0,03	0	48,65	13154,69
4123	STR(max)	J[4101]	Moment-y	-19500,43	-865,96	-0,03	0	80,54	25200,47
4123	STR(max)	J[4101]	Moment-z	-19500,45	-865,96	-0,03	0	80,54	25200,47
4123	EQU(max)	J[4101]	Axial	-10636,44	-877,12	-0,03	0	21,11	11132,18
4123	EQU(max)	J[4101]	Shear-y	-16565,56	889,97	0,03	0	70,96	10693,81
4123	EQU(max)	J[4101]	Shear-z	-13789,52	65,47	0,03	0	67,37	15645,01
4123	EQU(max)	J[4101]	Moment-y	-16543,25	-866,23	-0,03	0	75,27	23949,17
4123	EQU(max)	J[4101]	Moment-z	-16543,27	-866,23	-0,03	0	75,27	23949,17
4123	SLV_x+0.3y	J[4101]	Axial	11,58	-214,58	750,8	0	4075,85	8375,18
4123	SLV_x+0.3y	J[4101]	Shear-y	11,58	-214,58	750,8	0	4075,85	8375,18
4123	SLV_x+0.3y	J[4101]	Shear-z	11,58	-214,58	750,8	0	4075,85	8375,18
4123	SLV_x+0.3y	J[4101]	Moment-y	11,58	-214,58	750,8	0	4075,85	8375,18
4123	SLV_x+0.3y	J[4101]	Moment-z	11,58	-214,58	750,8	0	4075,85	8375,18
4123	SLV_0.3x+y	J[4101]	Axial	-37,63	-2192,63	225,18	0,01	1223,44	17421,56
4123	SLV_0.3x+y	J[4101]	Shear-y	-37,63	-2192,63	225,18	0,01	1223,44	17421,56
4123	SLV_0.3x+y	J[4101]	Shear-z	-37,63	-2192,63	225,18	0,01	1223,44	17421,56
4123	SLV_0.3x+y	J[4101]	Moment-y	-37,63	-2192,63	225,18	0,01	1223,44	17421,56
4123	SLV_0.3x+y	J[4101]	Moment-z	-37,63	-2192,63	225,18	0,01	1223,44	17421,56
4123	STR(min)	J[4101]	Axial	-20728,26	887,33	0,03	0	62,65	8735,69
4123	STR(min)	J[4101]	Shear-y	-13601,87	-1155,42	-0,03	0	6,41	9592,28
4123	STR(min)	J[4101]	Shear-z	-17845,13	217,77	-0,03	0	7,76	244,59
4123	STR(min)	J[4101]	Moment-y	-15240,23	871,87	0,03	0	-15,43	-9744,55
4123	STR(min)	J[4101]	Moment-z	-15240,2	871,87	0,03	0	-15,43	-9744,55
4123	EQU(min)	J[4101]	Axial	-17771,08	887,06	0,03	0	57,39	7484,39
4123	EQU(min)	J[4101]	Shear-y	-14048,7	-884,44	-0,03	0	-13,22	3012,2
4123	EQU(min)	J[4101]	Shear-z	-16572,99	-60,4	-0,03	0	-11,94	-2487,1
4123	EQU(min)	J[4101]	Moment-y	-14057,35	871,76	0,03	0	-17,54	-10245,06
4123	EQU(min)	J[4101]	Moment-z	-14057,33	871,76	0,03	0	-17,54	-10245,06

7.1 Progetto dell'armatura e verifiche SLU

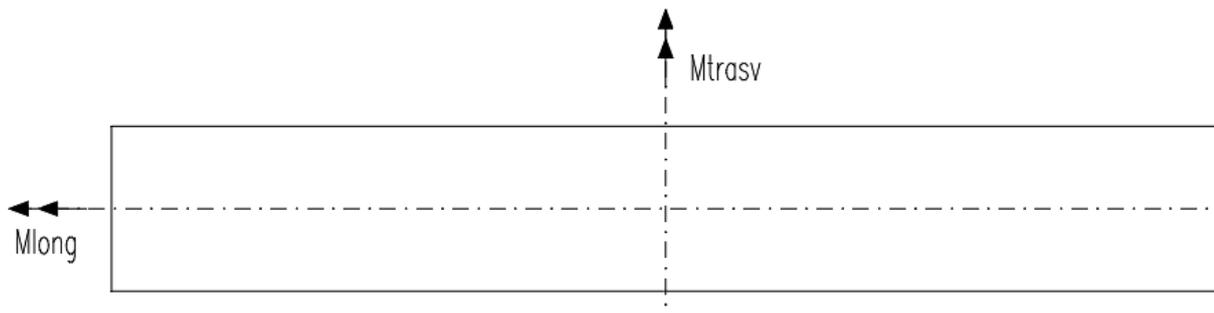
7.1.1 Verifiche a pressoflessione deviata

Le verifiche a pressoflessione deviata sono state condotte controllando che fosse soddisfatta la seguente ([4.1.19] del §4.1.2.3.4.2 NTC2018):

$$\left(\frac{M_{ed,long}}{M_{rd,long}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ed,trasv}}{M_{rd,trasv}}\right)^\alpha \leq 1$$

con α pari a 1 in favore di sicurezza.

Si riportano di seguito i diagrammi di verifica $N-M_{long}$ e $N-M_{trasv}$, definiti come di seguito rappresentato:



A favore di sicurezza, è stato trascurato il contributo alla sezione resistente dei due semicerchi di estremità. Pertanto, nei calcoli si è fatto riferimento alla sezione seguente:

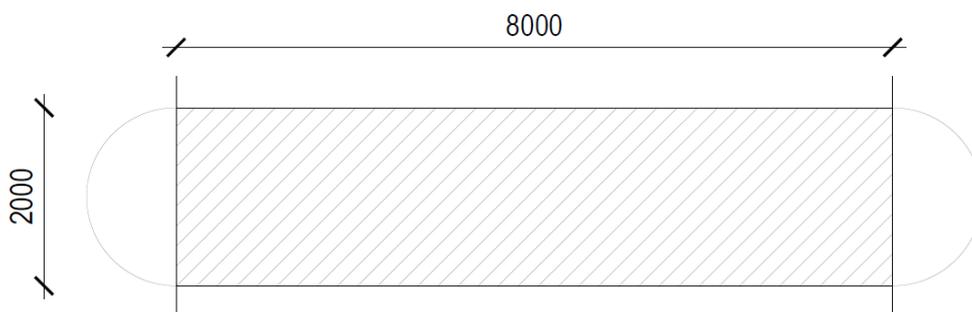


Figura 15: Pila P1 – Sezione resistente considerata nei calcoli

L'armatura ipotizzata è la seguente:

$$A'_s = A_s = \phi 20 / 20 \text{ cm}$$

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione parziali, in cui è stata trascurata l'armatura disposta sui lati lunghi della sezione per la verifica relativa a $N + M_{trasv}$ e quella presente sui lati corti per la verifica relativa a $N + M_{long}$.

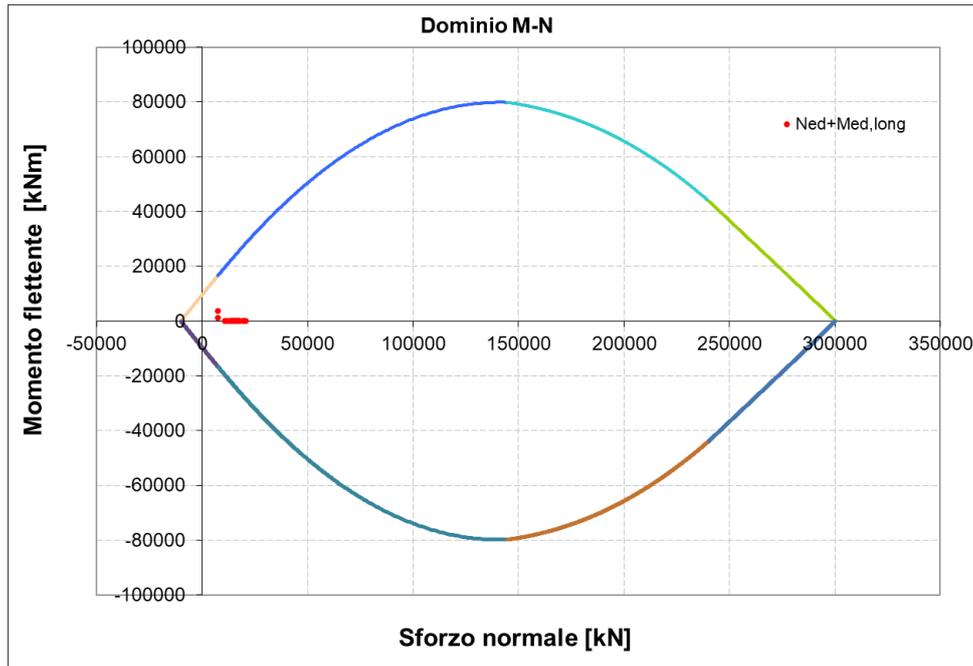


Figura 16: Pila P1 – Output delle verifiche a pressoflessione $N + M_{long}$

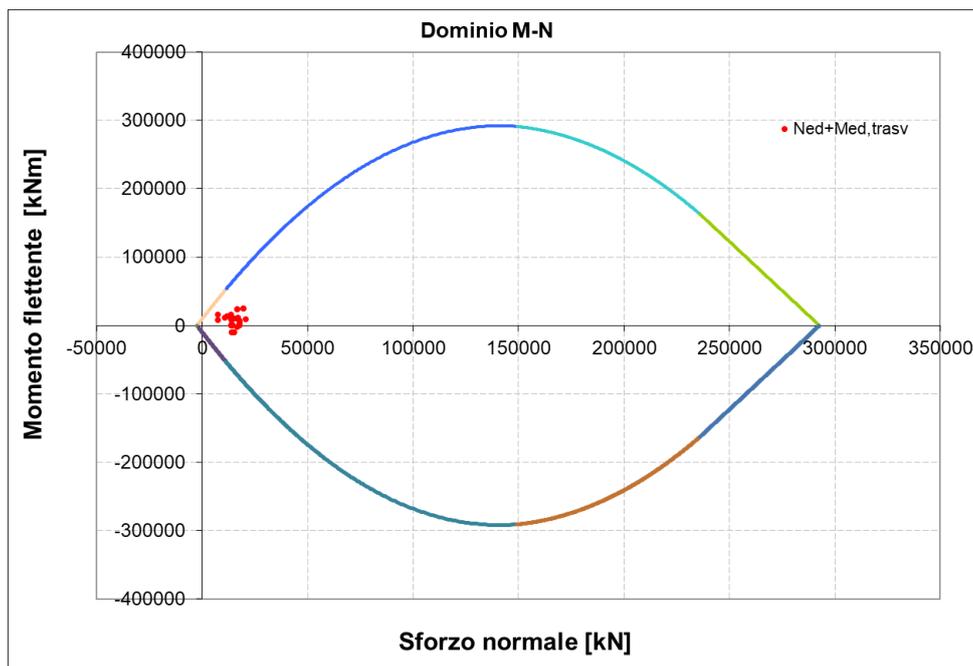


Figura 17: Pila P1 – Output delle verifiche a pressoflessione $N + M_{trasv}$

Di seguito si riporta, invece, l'output grafico delle verifiche a pressoflessione deviata per le condizioni $N + M_{long} + M_{trasv}$ più gravose per la pila P1.

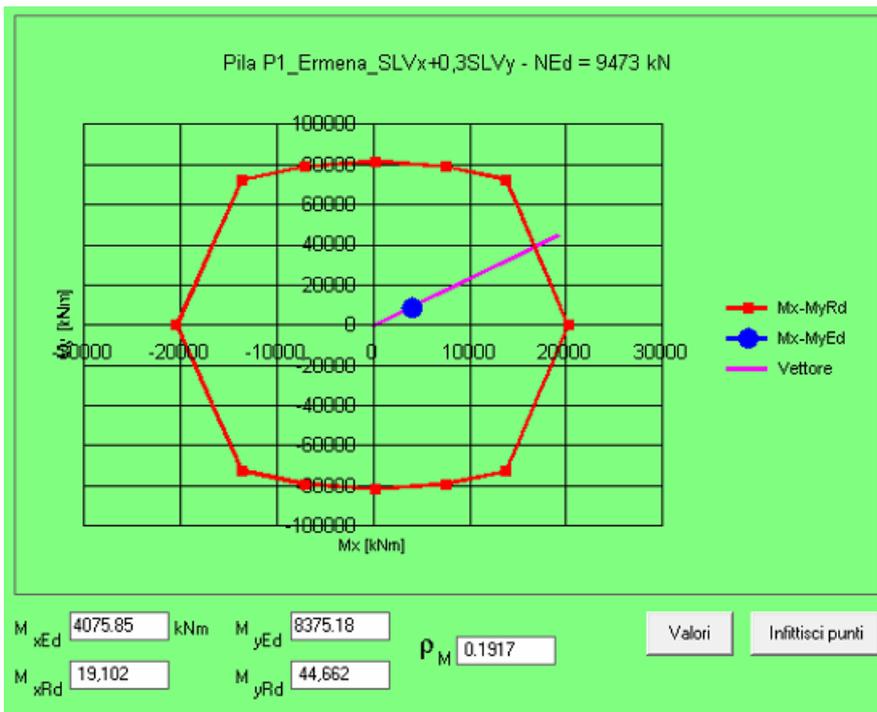


Figura 18: Pila P1 - Output della verifica a pressoflessione deviata nel dominio $M_{long} + M_{trasv}$ (Combinazione SLV_x+0,3*SLV_y)

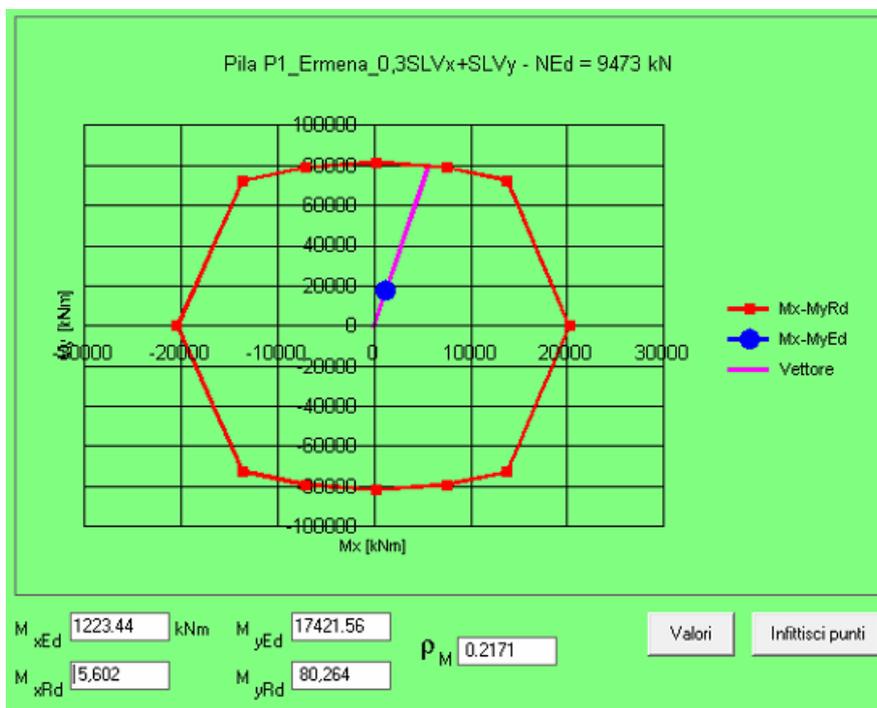


Figura 19: Output della verifica a pressoflessione deviata nel dominio $M_{long} + M_{trasv}$ (Combinazione 0,3*SLV_x+SLV_y)

7.1.2 Verifiche a taglio

Le verifiche a taglio per la pila P1 è stata condotta secondo il §4.1.2.3.5.1 del DM 17.01.2018 per gli elementi senza armature trasversali resistenti al taglio, ovvero controllando che:

$$V_{Rd} \geq V_{ed}$$

Con $V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min}) \cdot b_w \cdot d$

Si riporta il calcolo per quanto riguarda il massimo taglio agente in direzione longitudinale:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza della sezione.....	H	2000	[mm]
Base della sezione.....	b _w	8000	[mm]
Altezza utile della sezione.....	d	1920	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo.....	A _c	16000000	[mm ²]
Diametro massimo delle barre longitudinali.....	ϕ _{max}	20	[mm]
Diametro minimo delle barre longitudinali.....	ϕ _{min}	20	[mm]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A _{s1}	12881	[mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N _{Ed}		[kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M _{Ed}		[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione (≤ 0,2 f _{cd}).....	σ _{cp}	0,000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0,02).....	ρ ₁	0,000839	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1,323	[-]
	V _{min}	0,301	[N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		3388	
		4626	[kN]
Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	4626	[kN]
Disporre il quantitativo minimo di armatura a taglio			

La sezione risulta verificata per la condizione di taglio longitudinale più gravosa, in quanto V_{ed} = 750,8 kN <

V_{Rd} = 4626 kN.

Si riporta la verifica per quanto riguarda il massimo taglio agente in direzione trasversale:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza della sezione.....	H	8000	[mm]
Base della sezione.....	b _w	2000	[mm]
Altezza utile della sezione.....	d	7920	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo.....	A _c	16000000	[mm ²]
Diametro massimo delle barre longitudinali.....	ϕ _{max}	20	[mm]
Diametro minimo delle barre longitudinali.....	ϕ _{min}	20	[mm]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A _{s1}	3142	[mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N _{Ed}		[kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M _{Ed}		[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione (≤ 0,2 f _{cd}).....	σ _{cp}	0,000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0,02).....	ρ ₁	0,000198	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1,159	[-]
	V _{min}	0,247	[N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		1893	
		3913	[kN]
Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	3913	[kN]
Disporre il quantitativo minimo di armatura a taglio			

La sezione risulta verificata per la condizione di taglio trasversale più gravosa, in quanto $V_{ed} = 2192,6 \text{ kN} < V_{Rd} = 3913 \text{ kN}$.

Si disporrà, quindi, un quantitativo minimo di armatura che funzioni da confinamento del fusto della pila.

7.2 Verifiche SLE

7.2.1 Limitazione delle tensioni

Con riferimento al §4.1.2.2.5.1 delle NTC2018, sotto le combinazioni caratteristica e quasi permanente di cui al §2.5.3, devono essere rispettati i seguenti limiti sulle tensioni del calcestruzzo compresso e dell'acciaio teso:

$$\sigma_{c_max} \leq 0.6 \cdot f_{ck} \text{ (combinazione caratteristica)}$$

$$\sigma_{c_max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} \text{ (combinazione quasi permanente)}$$

$$\sigma_{s_max} \leq 0.8 \cdot f_{yk} \text{ (combinazione caratteristica)}$$

Si riportano di seguito le verifiche svolte:

SLE - Limitazione tensioni di esercizio					
Riferimento: UNI EN 1992-1-1 par.7.3					
Tensioni di esercizio – Combinazione caratteristica					
	N_{Ed} [kN]	$M_{long,Ed}$ [kNm]	$M_{trasv,Ed}$ [kNm]		
	11830	35	8333		
	2a fase	1a fase	Tensioni		Limite
σ_c	-10	0	-10	<	19,2 MPa
$\sigma_{s,sup}$	-30	0	-30		
$\sigma_{s,inf}$	255	0	255	<	360 MPa
Tensioni di esercizio – Combinazione quasi permanente					
	N_{Ed} [kN]	$M_{long,Ed}$ [kNm]	$M_{trasv,Ed}$ [kNm]		
	11828	21	5012		
	2a fase	1a fase	Tensioni		Limite
σ_c	-9	0	-9	<	14,4 MPa

OK!
OK!
OK!

OK!

Le verifiche risultano soddisfatte.

7.2.2 Stato limite di fessurazione

Le verifiche di fessurazione di cui al § 4.1.2.2.4.5 del DM 17/01/2018 prevedono di verificare che, sotto la combinazione di carico frequente, l'ampiezza delle fessure in zona tesa rispetti il limite previsto dal §4.1.2.2.4 DM 17/01/2018 del per condizioni ambientali aggressive:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1 , XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Nel caso in esame, essendo le armature ordinarie e avendo assunto la classe di esposizione XC3 + XD1 per l'elevazione di pile e spalle, si ricade in condizioni aggressive con armature poco sensibili (§4.1.2.2.4 NTC2018); il limite di apertura delle fessure, relativamente alla combinazione frequente, risulta quindi essere pari a $w_2 = 0.3 \text{ mm}$.

Si riporta di seguito la verifica svolta applicando le procedure di calcolo indicate nella norma UNI EN 1992-1-1:2005 al § 7.3:

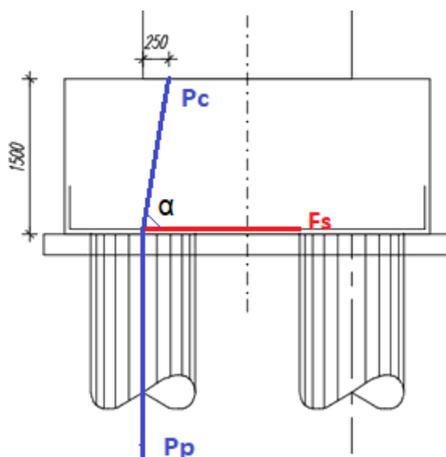
Verifica fessurazione			
Barre	Aderenza migliorata	Ferro	agg
K1	0,8	coefficiente aderenza armatura	
K2	0,5	coefficiente di distribuzione delle tensioni	
K3	3,4	← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)	
K4	0,425		
p medio	154 mm	distanza media fra le barre tese	
Φ_{eq}	20,0 mm	diametro equivalente	
hc,eff	125 mm	altezza tesa efficace	
A _{eff}	250.000 mm ²	area tesa efficace	
A _s	4.084 mm ²	armatura tesa	
ρ_{peff}	0,0163	rapporto geometrico di armatura efficace	
ricopr _{net}	40,0 mm	ricoprimento netto barre tese	
S_{r,max}	344 mm	distanza massima tra le fessure	
α_e	6,30	coeff. omogeneizzazione	
k_t	0,60	coeff. omogeneizzazione	
σ_s	241,7 MPa	tensione nell'acciaio	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	6,906E-04	scorrimento acciaio calcestruzzo	
w_k	0,238 mm	apertura della fessura	\leq 0,300 OK!

La verifica risulta soddisfatta.

7.3 Pila P1 – Zattera di fondazione

L'armatura della zattera di fondazione della pila è stata dimensionata sulla base del meccanismo tirante – puntone che vede coinvolti l'armatura orizzontale inferiore tesa della zattera e il puntone di calcestruzzo che riporta la reazione del palo all'interno del fusto della pila.

Di seguito si riportano i risultati per il seguente schema:



La reazione massima verticale dei pali è pari a $P_p = 3899$ kN.

Da cui si ottiene, per equilibrio:

$$F_s = \frac{P_p}{\tan \alpha} = A_{s,min} f_{yd}$$

P_p	3899	kN
α	67.24	°
F_s	1635.9	kN
$A_{s,min}$	4180.7	mm ²
A_s	7008.3	mm ²

ϕ	26	mm
n° barre/m	10	

Si dispongono, pertanto, $\phi 26/10$ cm come armatura inferiore della zattera e $\phi 20/20$ cm altrove.

8 SPALLA 1

8.1 Paraghiaia

8.1.1 Sollecitazioni di progetto

Di seguito sono riportate le verifiche in condizioni SLU, corrispondenti alla situazione più gravosa nel caso in esame. I valori delle sollecitazioni per metro di muro paraghiaia e della loro combinazione, con i coefficienti parziali previsti per la combinazione fondamentale (SLU), sono i seguenti:

	N_{Ed} (kN/m)	V_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)
G_1	87,54	-	-
Spinta Terrapieno	-	20,92	16,28
Sovraccarico da Traffico	-	15,92	19,27
Frenatura	44,98	26,99	63,01

N_{Ed}^{tot} (kN/m)	V_{Ed}^{tot} (kN/m)	M_{Ed}^{tot} (kNm/m)
133	96	148

8.1.2 Verifiche del muro paraghiaia

Il muro paraghiaia è stato dimensionato e verificato come una mensola di larghezza unitaria, incastrata allo spiccatto del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla presenza dei muri di risvolto.

Verifiche a pressoflessione

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione del muro paraghiaia della spalla S1; l'armatura resistente verticale è costituita da $\phi 16 / 20$ cm:

Titolo : Paraghiaia_S1_Ermena

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7
2	10.05	143

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Verifiche a taglio

La verifica a taglio per il muro paraghiaia della spalla S1 è stata condotta secondo il §4.1.2.3.5.1 del DM 17.01.2018 per gli elementi senza armature trasversali resistenti al taglio, ovvero controllando che:

$$V_{Rd} \geq V_{ed}$$

Con $V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min}) \cdot b_w \cdot d$

GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza della sezione.....	H	1500	[mm]
Base della sezione.....	b _w	1000	[mm]
Altezza utile della sezione.....	d	1360	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo.....	A _c	1500000	[mm²]
Diametro massimo delle barre di armatura orizzontale.....	φ _{max}	16	[mm]
Diametro minimo delle barre di armatura orizzontale.....	φ _{min}	12	[mm]

Elementi senza armature resistenti a taglio			
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	96	[kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A_{s1}	565	[mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N_{Ed}	0	[kN]
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$).....	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura trasversale di soletta ($\leq 0,02$).....	ρ_1	0,000416	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1,383	[-]
	V_{min}	0,312	[N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		243	
		424	[kN]
Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	424	[kN]
Disporre il quantitativo minimo di armatura a taglio			

8.2 Spalla S1 – Zattera di fondazione

L'armatura della zattera di fondazione della spalla S1 è stata dimensionata sulla base di meccanismi tirante – puntone. Nello specifico, sono stati considerati due meccanismi: il primo vede coinvolti l'armatura orizzontale superiore tesa della zattera e il puntone di calcestruzzo che riporta sul fondo del paraghiaia il massimo scarico proveniente dall'impalcato; il secondo, vede coinvolti l'armatura inferiore della zattera e il puntone di calcestruzzo che riporta la reazione del palo al paraghiaia.

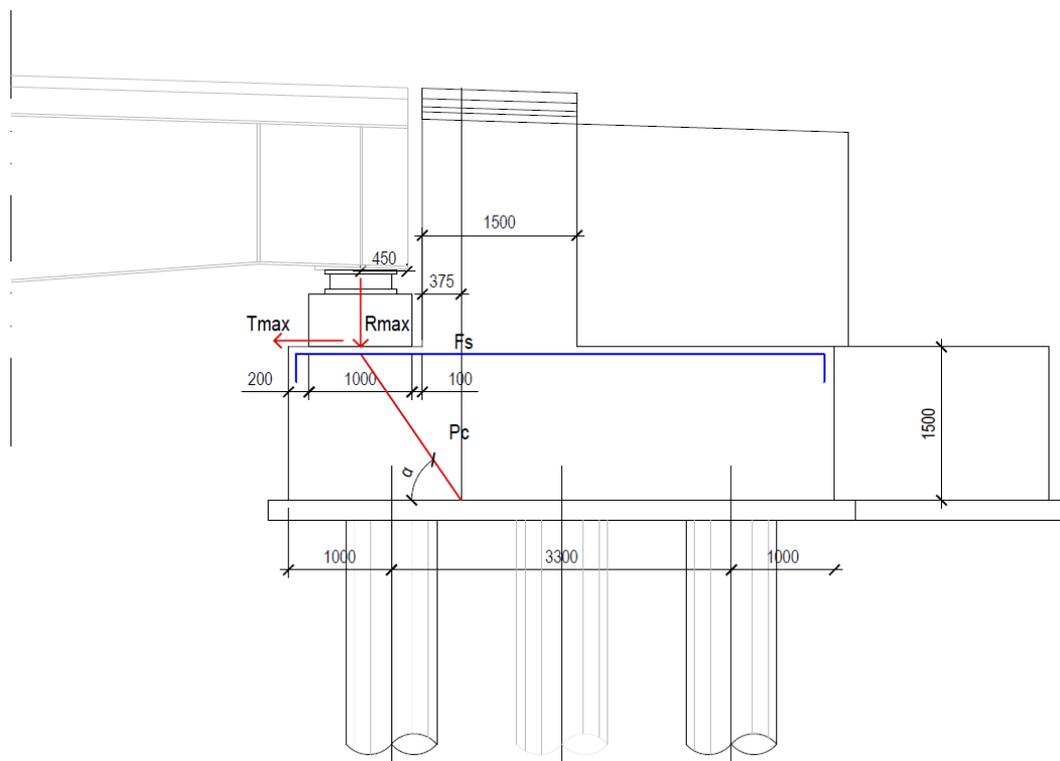


Figura 20: Schema Tirante – Puntone di riferimento per il dimensionamento dell'armatura superiore della zattera di fondazione della spalla S1

Armatura superiore

L'armatura è stata dimensionata con riferimento alle massime reazioni trasmesse dall'impalcato sul singolo appoggio della spalla S1, ovvero: $R_{max} = 4307,23 \text{ kN}$, $T_{max} = 165,25 \text{ kN}$.

Da cui si ottiene, per equilibrio:

$$F_s = \frac{R_{max}}{\tan \alpha} + T_{max} = A_{s,min} f_{yd}$$

R_{max}	4307,23 kN
T_{max}	165,25 kN
α	55,71°
F_s	3102,0 kN
$A_{s,min}$	7927,3 mm ²
A_s	7963,9 mm ²

ϕ	26 mm
n° barre/m	10

Si dispongono, pertanto, $\phi 26/10 \text{ cm}$ come armatura superiore della zattera per una larghezza di 2 m al di sotto di ciascun baggio e $\phi 20/20 \text{ cm}$ altrove.

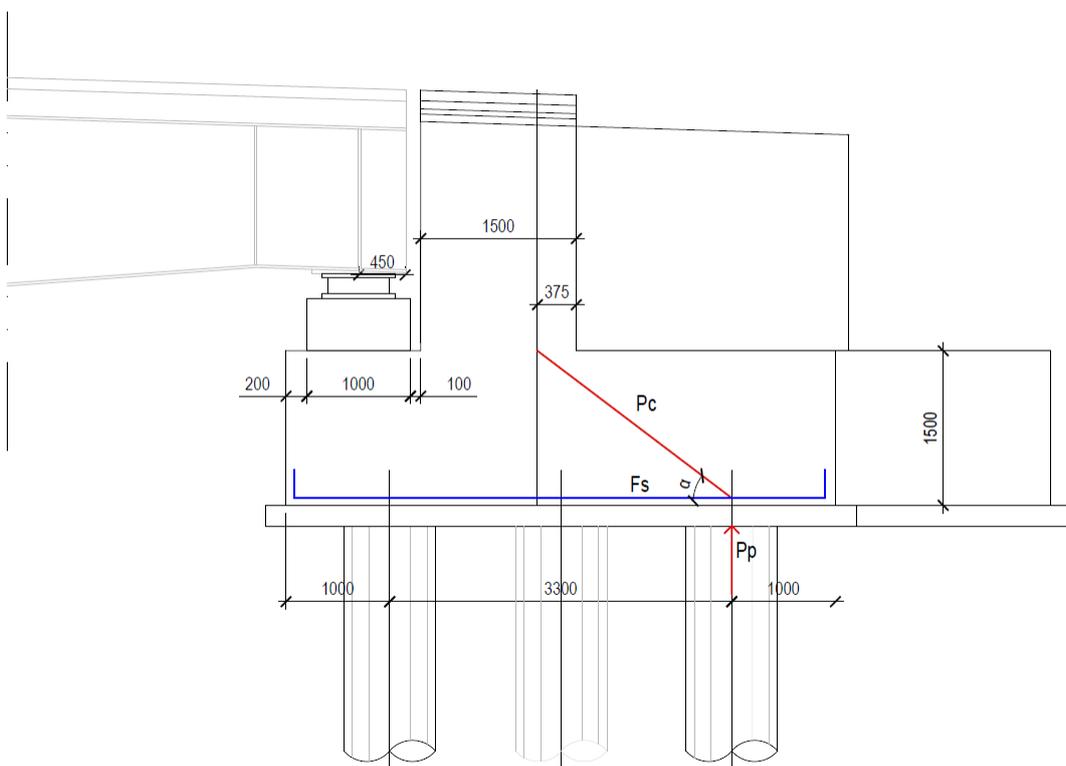


Figura 21: Schema Tirante – Puntone di riferimento per il dimensionamento dell'armatura inferiore della zattera di fondazione della spalla S1

Armatura inferiore

La reazione massima verticale dei pali è pari a $P_p = 3311 \text{ kN}$.

Da cui si ottiene, per equilibrio:

$$F_s = \frac{P_p}{\tan \alpha} = A_{s,min} f_{yd}$$

P_p	3311	kN
α	37.33	°
F_s	4341.3	kN
$A_{s,min}$	11094.6	mm ²
A_s	14016.5	mm ²

ϕ	26	mm
n° barre/m	10	2 strati

L'armatura inferiore della zattera sarà, dunque, la seguente: 2 strati di $\phi 26/10$ cm per una larghezza di 1,5 m a cavallo di ciascun palo e un singolo strato di $\phi 26/20$ cm altrove.

9 SPALLA 2

9.1 Paraghiaia

9.1.1 Sollecitazioni di progetto

Di seguito sono riportate le verifiche in condizioni SLU, corrispondenti alla situazione più gravosa nel caso in esame. I valori delle sollecitazioni per metro di muro paraghiaia e della loro combinazione, con i coefficienti parziali previsti per la combinazione fondamentale (SLU), sono i seguenti:

	N_{Ed} (kN/m)	V_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)
G_1	31,60	-	-
Spinta Terrapieno	-	24,53	20,67
Sovraccarico da Traffico	-	15,58	20,34
Frenatura	42,52	25,51	64,49

N_{Ed}^{tot} (kN/m)	V_{Ed}^{tot} (kN/m)	M_{Ed}^{tot} (kNm/m)
74	98	158

9.1.2 Verifiche del muro paraghiaia

Il muro paraghiaia è stato dimensionato e verificato come una mensola di larghezza unitaria, incastrata allo spiccatto del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla presenza dei muri di risvolto.

Verifiche a pressoflessione

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione del muro paraghiaia della spalla S2; l'armatura resistente verticale è costituita da $\phi 16 / 20$ cm:

Titolo : Paraghiaia_S2_Ermena

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10.05	7
			2	10.05	43

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

M_{xRd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm
 Precompresso

Verifiche a taglio

La verifica a taglio per il muro paraghiaia della spalla S2 è stata condotta secondo il §4.1.2.3.5.1 del DM 17.01.2018 per gli elementi senza armature trasversali resistenti al taglio, ovvero controllando che:

$$V_{Rd} \geq V_{ed}$$

Con $V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min}) \cdot b_w \cdot d$

GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza della sezione.....	H	500	[mm]
Base della sezione.....	b _w	1000	[mm]
Altezza utile della sezione.....	d	360	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo.....	A _c	500000	[mm²]
Diametro massimo delle barre di armatura orizzontale.....	φ _{max}	16	[mm]
Diametro minimo delle barre di armatura orizzontale.....	φ _{min}	12	[mm]

Elementi senza armature resistenti a taglio			
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	98	[kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A_{s1}	565	[mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N_{Ed}	0	[kN]
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$).....	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura trasversale di soletta ($\leq 0,02$).....	ρ_1	0,001571	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1,745	[-]
	V_{min}	0,442	[N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		126	
		159	[kN]
Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	159	[kN]
Disporre il quantitativo minimo di armatura a taglio			

9.2 Spalla S2 – Zattera di fondazione

L'armatura della zattera di fondazione della spalla S2 è stata dimensionata sulla base del meccanismo tirante – puntone che vede coinvolti l'armatura orizzontale inferiore tesa della zattera e il puntone di calcestruzzo che riporta verso i pali il massimo scarico proveniente dall'impalcato.

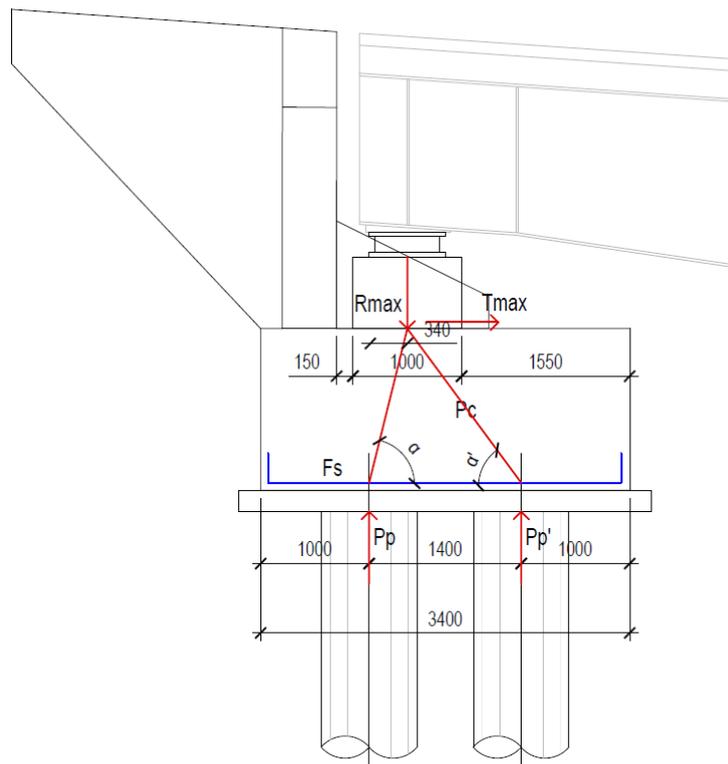


Figura 22: Schema Tirante – Puntone di riferimento per il dimensionamento dell'armatura inferiore della zattera di fondazione della spalla S2

La reazione massima verticale dei pali è pari a $P_p = 2880$ kN.

Da cui si ottiene, per equilibrio:

$$F_s = \frac{P_p}{\tan \alpha} = A_{s,min} f_{yd}$$

P_p	2880	kN
α	76.63	°
F_s	684.8	kN
$A_{s,min}$	1749.9	mm ²
A_s	4146.9	mm ²

ϕ	20	mm
n° barre/m	10	

Si dispongono, pertanto, $\phi 20/10$ cm come armatura inferiore della zattera e $\phi 20/20$ cm altrove.

10 BAGGIOLI

I baggioli delle sottostrutture sono stati verificati sulla base delle azioni provenienti dall'impalcato e trasferite tramite i dispositivi di vincolo. Nello specifico, di seguito si riporta:

- Verifica di compressione alla base del baggiolo
- Dimensionamento e verifica dell'armatura verticale del baggiolo, secondo quanto indicato al §8.4 delle "Linee Guida per la progettazione di ponti e viadotti stradali a travata" (ANAS)
- Dimensionamento e verifica delle staffe del baggiolo, secondo quanto indicato al §8.4 delle "Linee Guida per la progettazione di ponti e viadotti stradali a travata" (ANAS)

Le dimensioni in pianta dei baggioli variano a seconda del tipo di appoggio cui sono connessi; anche la loro altezza risulta diversa in funzione della pendenza trasversale del viadotto, variando da un minimo di 20 cm (valore previsto interno curva) a un massimo di 69 cm (valore previsto esterno curva).

Di seguito si riportano le verifiche relative ai baggioli di pila P1 che corrispondono alla situazione più sfavorevole, più in particolare a quelli che ospitano rispettivamente l'appoggio unidirezionale longitudinale e quello multidirezionale maggiormente sollecitato. L'armatura dei baggioli di spalla, nella attuale fase di progettazione definitiva, è stata assunta uniforme rispetto a quella dei baggioli di pila.

I valori massimi degli scarichi cui sono soggetti gli appoggi in pila sono di seguito riportati:

Pos.	Tipologia	Valori massimi SLU			Sisma		
		N (kN)	Ty (kN)	Tx (kN)	N (kN)	Ty (kN)	Tx (kN)
P1	Multidirezionale	-6796	0	0	-2906	0	0
	Unidirezionale	-7787	-1163	0	-3949	-2176	0
	Multidirezionale	-4123	0	0	-1474	0	0

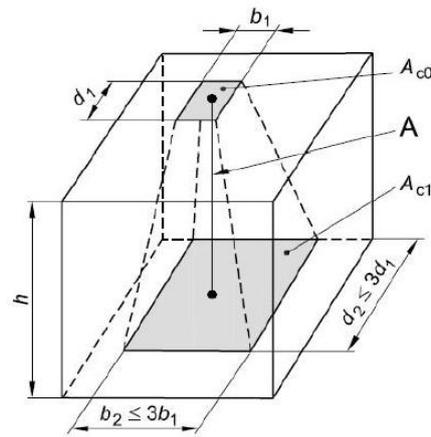
10.1 Pila P1 – Appoggio unidirezionale longitudinale

Il baggiolo che ospita l'appoggio unidirezionale longitudinale di pila ha dimensioni in pianta 130x150 cm, con dimensione maggiore orientata in senso trasversale al ponte, e altezza prevista pari a 45 cm circa.

Verifica di compressione alla base del baggiolo

Con riferimento al §J.104 della UNI EN 1992 - 2 e al §6.7 della UNI EN 1992 - 1, la verifica di compressione alla base del baggiolo si può effettuare assumendo come resistenza di progetto la f_{cd} incrementata come segue, per tener conto del confinamento favorevole indotto dallo stato di tensione triassiale:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{cV}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$



Verifica compressione base	
Ned	7787 kN
fck	35 MPa
fcd	19.83 MPa
b1	785.0 mm
d1	785.0 mm
Area dispositivo di appoggio	Ac0 = 616225.00 mm ²
b2	1300.0 mm
d2	1500.0 mm
h	452.0 mm
α (rad)	0.52 rad
Area base (dopo diffusione)	Ac1 = 1708052.02 mm ²
F_{Rdu}	20348 kN
	38%

Dimensionamento armatura verticale

In accordo con il §8.4 delle già citate Linee Guida, l'armatura verticale del baggiolo è stata dimensionata in modo da assorbire per taglio l'intera azione orizzontale trasferita dal vincolo; pertanto, l'area totale dell'armatura verticale sarà data da:

$$A_v \geq \frac{V_{Ed} \sqrt{3} \gamma_{M0}}{f_{yk}}$$

Verifica taglio puro - armature verticali	
Ved	2176 kN
n° ferri U	30
Φ _{vert}	16 mm
A _{sv, singolo}	201 mm ²
A _{sv, tot}	12064 mm ²
f _{yd} /√3	225,74 MPa
V_{rd}	2723 kN
	80%

Si dispongono, pertanto, ferri a U $\phi 16$ passo 15 cm nella direzione trasversale al ponte, in modo da legare ciascuna staffa, per un totale di 30 ferri.

Dimensionamento staffe

Le armature trasversali svolgono un'azione di confinamento del calcestruzzo del baggiolo; esse sono dimensionate per assorbire per trazione metà dell'azione orizzontale più la quota orizzontale "p" dello scarico verticale che compete loro proprio in virtù di tale azione di confinamento. Il valore di "p" è stato ricavato per interpolazione tra il valore 0,3 (assunto per baggioli aventi altezza pari o superiore alla loro dimensione in pianta secondo la direzione di H) e il valore 0,1 (assunto per baggioli aventi altezza minima di 10 cm).

La verifica è stata condotta per la peggiore combinazione di carico tra quella SLU e quella in condizioni sismiche:

Verifica staffe - linee guida Anas	
h _{baggiolo}	452 mm
p	0,15
Heff	1752 kN
Frd	1887 kN
93%	

Staffe	
n° bracci	6
ϕ	16 mm
A _{sw, singolo}	201 mm ²
A _{sw, tot}	1206 mm ²
s	100 mm

Si dispongono, pertanto, staffe $\phi 16$ passo 10 cm a 6 bracci.

10.2 Pila P1 – Appoggio multidirezionale

La verifica riportata è relativa al baggiolo esterno curva, avente dimensioni in pianta 100x100 cm e altezza prevista pari a 69 cm circa.

Verifica di compressione alla base del baggiolo

Analogamente a quanto visto in precedenza, la verifica di compressione è stata condotta in accordo al §J.104 e al §6.7 dell'EC 2:

Verifica compressione base	
Ned	6796 kN
fck	35 MPa
fcd	19.83 MPa
b1	505.0 mm
d1	505.0 mm
Area dispositivo di appoggio A_{c0}	255025.00 mm ²
b2	1000.0 mm
d2	1000.0 mm
h	690.0 mm
α (rad)	0.52 rad
Area base (dopo diffusione) A_{c1}	1000000.00 mm ²
F_{Rdu}	10016 kN
	68%

Dimensionamento staffe

In accordo con il §8.4 delle Linee Guida, le armature trasversali dei baggioli che ospitano appoggi multidirezionali devono essere dimensionate per assorbire per trazione la quota orizzontale "p" che compete loro in virtù dell'azione di confinamento del calcestruzzo:

Verifica staffe - linee guida Anas	
h _{baggiolo}	690 mm
p	0,23
H _{eff}	1571 kN
F_{rd}	1887 kN
	83%

Staffe	
n° bracci	4
ϕ	16 mm
A _{sw, singolo}	201 mm ²
A _{sw, tot}	804 mm ²
s	100 mm

Si dispongono, pertanto, staffe $\phi 16$ passo 10 cm a 4 bracci.

11 TIPOLOGIE FONDAZIONI PROFONDE

Le spalle e le pile del nuovo ponte Ermena sono attestate su pali di grande diametro D=880 mm di lunghezza compresa tra 16 e 20 m.

La Spalla 1 è attestata su n°19 pali di lunghezza 19 m.

La Pila 1 è costituita da n°10 pali di lunghezza 20 m disposti su due file.

La Spalla 2 attestata su n°5 pali di lunghezza 16 m.

La tecnologia che verrà utilizzata per eseguire i pali di grande diametro, è quella di pali trivellati eseguiti a rotazione con impiego del tubo di rivestimento ("camicia metallica giuntata inserita a rotazione") per tutta la lunghezza del palo. Pertanto non verranno utilizzati fanghi bentonitici o polimeri per il sostegno delle pareti del foro.

Nella Figura 1 è riportata la geometria della pila e nella Figura 2 e 3 è riportata la geometria delle spalle.

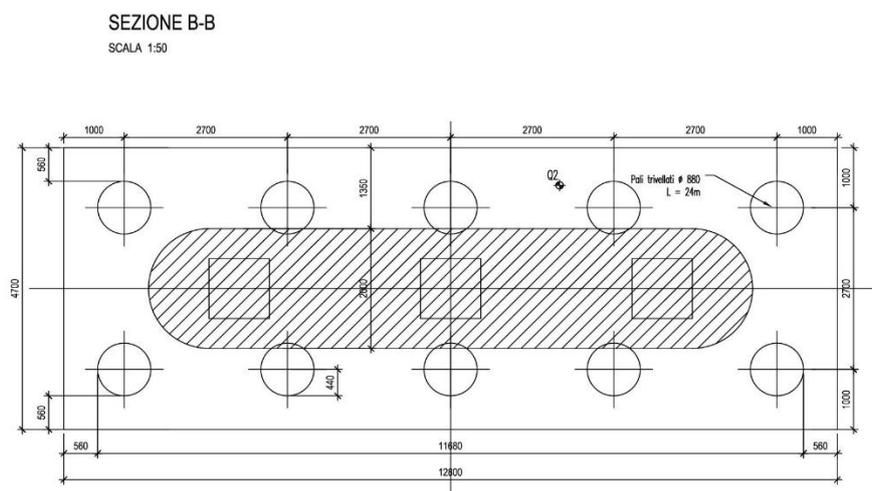


Figura 23 – geometria Pila 1

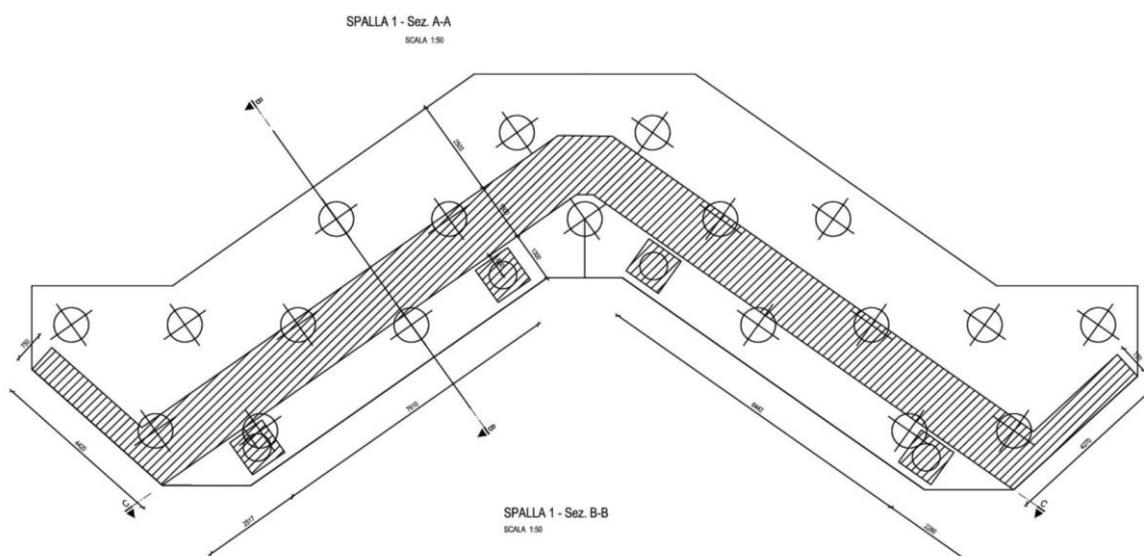


Figura 24 – geometria tipologica Spalla 1

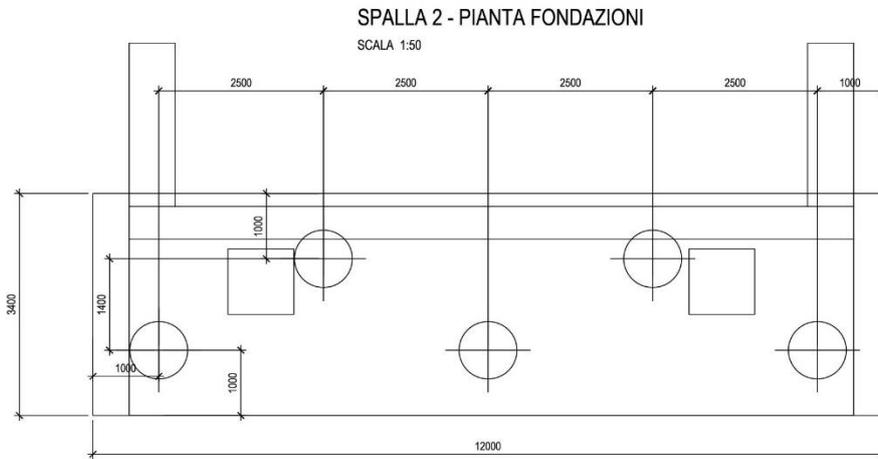


Figura 25 – geometria tipologica Spalla 2

12 TECNOLOGIA ESECUTIVA PALI

Il progetto prevede di attestare le fondazioni del nuovo ponte su pali D = 880 mm.

La tecnologia operativa prevista è quella di Pali Trivellati (NTC '18).

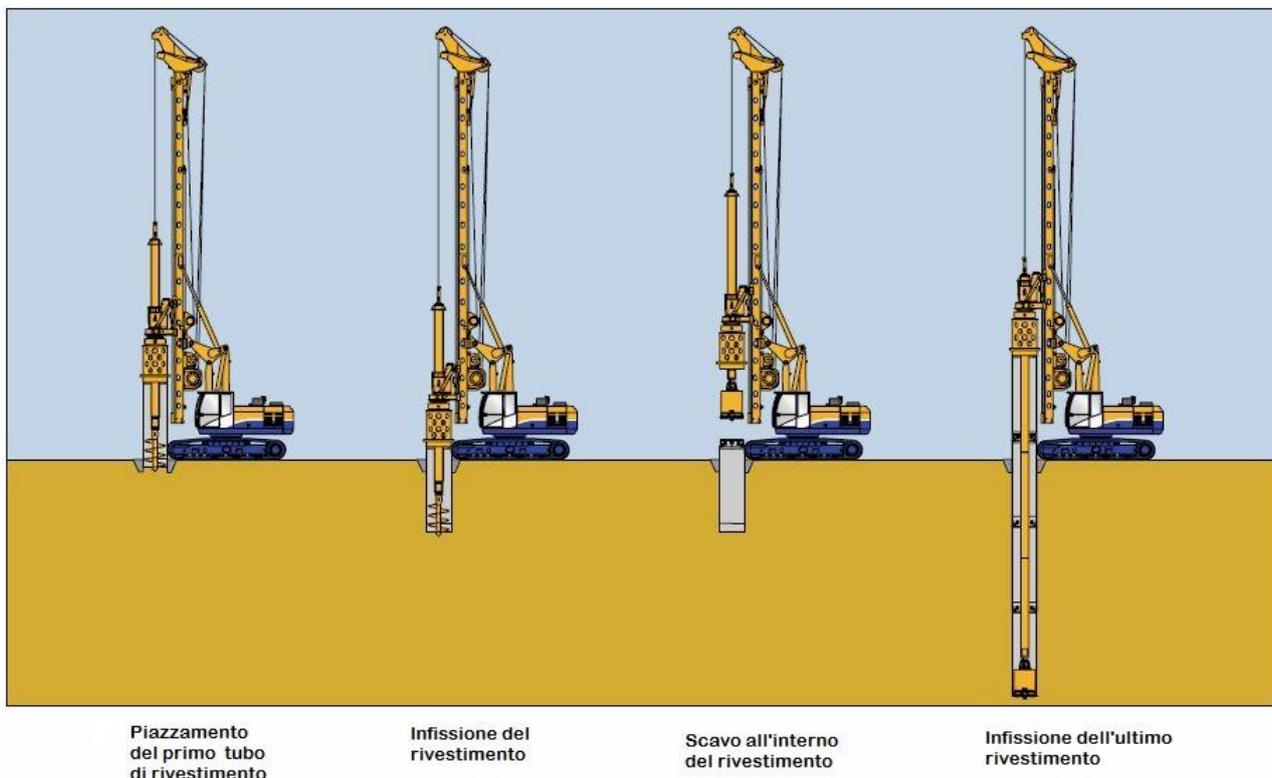
In particolare si prevedono pali trivellati di grande diametro eseguiti con asportazione del terreno e sua sostituzione con conglomerato cementizio armato mediante perforazione a rotazione con impiego, per il sostegno delle pareti del foro, del tubo di rivestimento ("camicia metallica giuntata inserita a rotazione") per tutta la lunghezza del palo (non è permesso l'impiego di fanghi bentonitici per il sostegno delle pareti del foro).

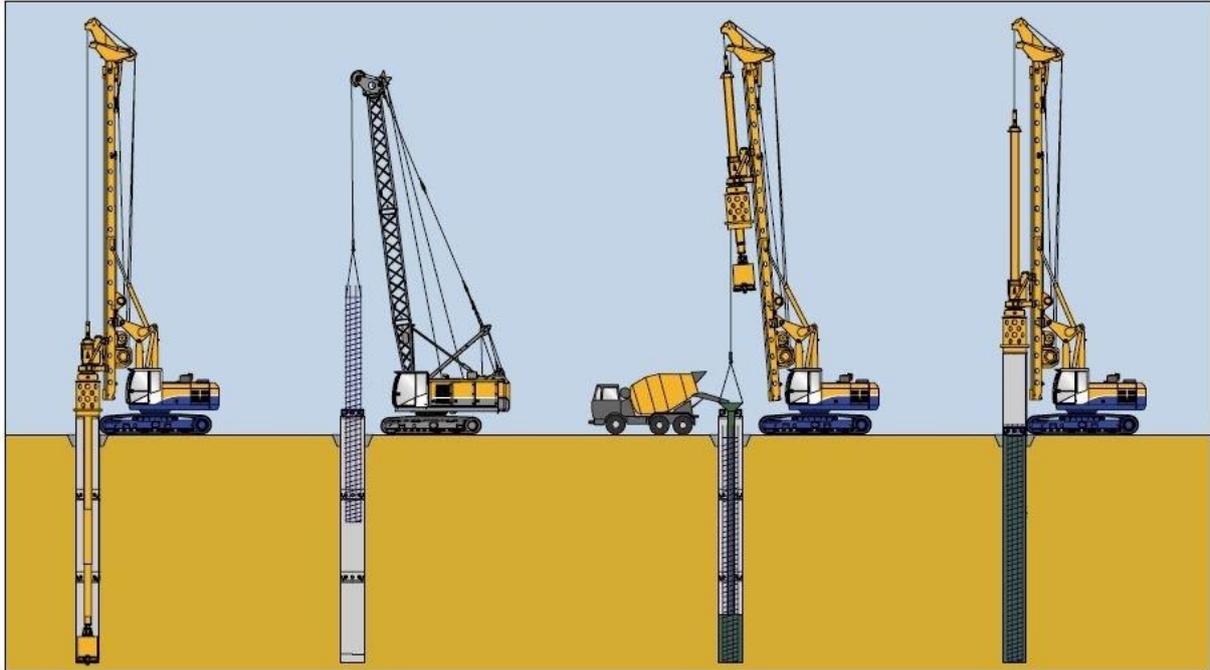
Il tubo di rivestimento sarà agganciato ad un trascinatore di pari diametro, applicato alla testa di rotazione della macchina e risulterà composto da più elementi di diversa misura (m 2-3-4-5). La spinta di infissione verrà mantenuta fino al raggiungimento della profondità di parziale compensazione della stessa a fronte degli attriti laterali formati, ovvero fino al sensibile rallentamento riscontrato nell'avanzamento dell'utensile: a questo punto si proseguirà con lo scavo del palo all'interno del rivestimento a mezzo degli utensili di scavo.

Gli utensili di estrazione, lavoreranno sempre ad una quota di scavo superiore alla posizione della scarpa d'avanzamento, per scongiurare fenomeni di sifonamento all'interno del palo scavato.

Terminata la perforazione, si provvederà alla posa dell'acciaio.

Durante la fase di risalita del calcestruzzo, si provvederà all'estrazione dei vari elementi di rivestimento, verificando che la quota della scarpa sia sempre inferiore al livello di calcestruzzo impiegato, sino a completamento del palo. Nella figura di seguito sono riportate le fasi esecutive.





Scavo sino alla profondità di progetto

Posa delle armature (quando previste)

Operazioni di getto del calcestruzzo mediante metodo "contractor"

Recupero dei rivestimenti



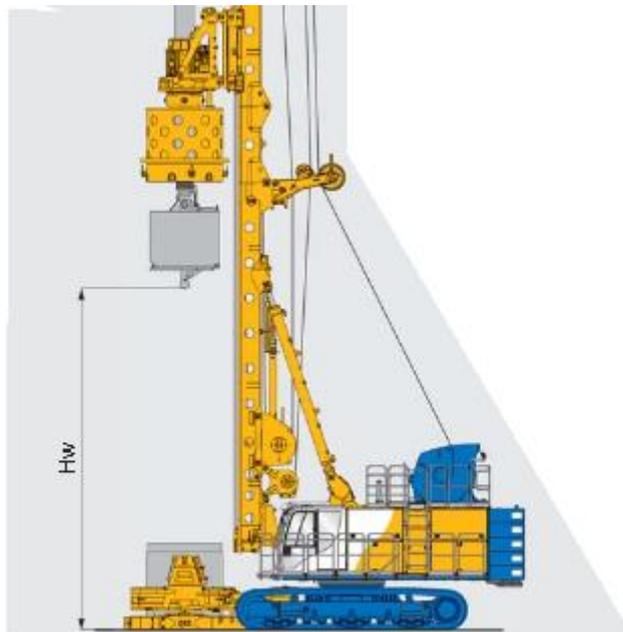
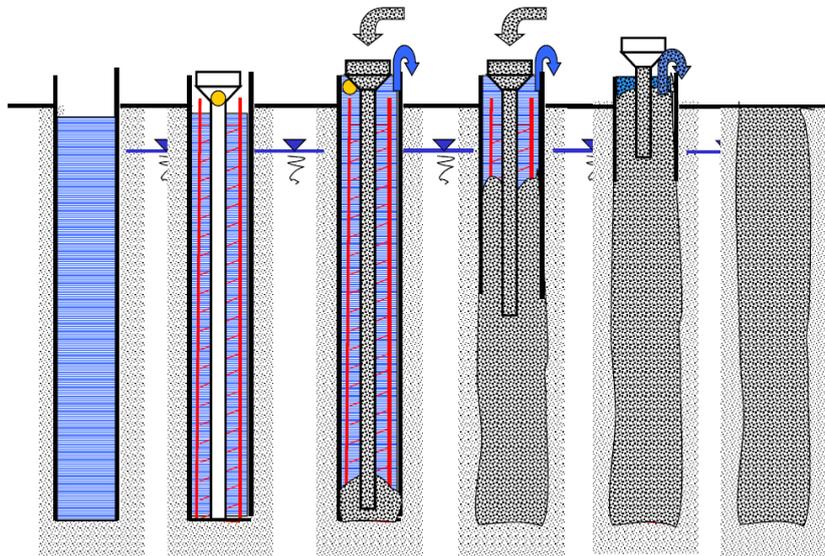
Nel caso vengano attraversati strati litoidi o trovanti anche di resistenza fino a 150 Mpa, potranno essere utilizzate teste fresanti opportune quali Roller Bit (Figura a) o Multi Hammer (figura b).



Figura a



Figura b



13 VALUTAZIONE DELLA PORTANZA PALI

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono condotte, in accordo con le NTC' 2018, con riferimento all'Approccio 2: A1+M1+R3. Il valore di progetto R_{cd} della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della seguente tabella.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Inoltre la resistenza caratteristica R_k del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correzione (ξ) riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali d'indagine.

Come previsto dalla Circolare 7/2019 al Paragrafo 6.4.3.1, le verticali d'indagine si riferiscono al volume significativo di ogni singola fondazione. Pertanto ai fini della portanza si è assunto un valore del fattore di correzione (ξ_3) pari a 1.70, che considera un numero pari a 1 verticale d'indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	γ_R (R3 = trivellati)	ξ (n indagini = 1)	FS (R3)
Base	1.35	1.70	2.30
Laterale in compressione	1.15	1.70	1.96

13.1 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI A CARICHI VERTICALI

13.1.1 Determinazione della resistenza di progetto a compressione

La portata di progetto di un palo trivellato soggetto a sforzo normale di compressione (eseguito con completa asportazione del terreno) "Q_d" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite

Q_{bl} = portata di base limite

W'_p = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato)
verrà fattorizzato per 1.3 (6 kN/m³ x 1.3 = 8 kN/m³)

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale (= γ_s · ξ₃)

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base (= γ_b · ξ₃)

Per la valutazione della Portata Laterale Limite si opta per i seguenti criteri.

Per la valutazione della portata laterale si adotta la seguente relazione:

- $Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum (\tau_i \cdot h_i)$

La tensione tangenziale τ_i dipende dalla natura del terreno attraversato.

Unità Incoerenti – Unità Aa e Ab

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo con [Burland, 1973], [Reese & O'Neill, 1988], [Chen & Kulhawy, 1994] e [O'Neill & Hassan, 1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_{lli} = k \cdot \tan \phi \cdot \sigma'_{voi} = \beta_i \cdot \sigma'_{voi} \leq \tau_{lli,max}$$

dove:

β_i è il coefficiente empirico per lo strato i-esimo, valutato come β = k · tan φ

σ'_{voi} è la pressione verticale efficace media geostatica nello strato i-esimo calcolata a partire dal p.c. originario

τ_{lli,max} è la tensione tangenziale ultima massima attribuibile allo strato i-esimo

k moltiplicatore = 0.65 desunto dalle AGI - Raccomandazioni sui pali di fondazione Ed. 1984/1997

φ angolo di resistenza al taglio.

Nel caso di pali trivellati a fango, il valore di $\tau_{l,max}$ è inoltre ricavabile dalle seguenti espressioni (Reese & Wright, 1977):

$$\tau_{l,max} = 3.0 \cdot N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53$$

$$\tau_{l,max} = 142 + 0.32 \cdot N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} > 53$$

Dove N_{SPT} = n° dei colpi

Unità Litoidi – Unità Sa2

Nel caso di formazioni rocciose la resistenza laterale è valutata in accordo ai criteri di Horvath and Kenney, 1979 adottati nelle specifiche AASHTO.

$$q_{s,i} = 0.65 \cdot \alpha_E \cdot p_a \cdot \left(\frac{q_u}{p_d}\right)^{0.5} < 7.8 \cdot p_a \cdot (f'_c / p_a)^{0.5} \text{ [ksf]} \leq 200 \div 250 \text{ kPa,}$$

con:

- q_u = resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta, da assumere non superiore alla resistenza a compressione f'_c del calcestruzzo (MPa)
- p_a = pressione atmosferica (0.101 MPa)
- f'_c = la resistenza a compressione del calcestruzzo (MPa)
- α_E = fattore di riduzione (introdotto per tener conto della fratturazione dell'ammasso), funzione del rapporto E_m/E_i tra il modulo dell'ammasso e quello del provino intatto determinato con riferimento alle tabelle seguenti. La legge di variazione di α_E in funzione di E_m/E_i può essere approssimata con la funzione

$$\alpha_E \approx \left(\frac{E_m}{E_i}\right)^{0.2579} \cdot 0.9762.$$

RQD (percent)	E_m/E_i	
	Closed Joints	Open Joints
100	1.00	0.60
70	0.70	0.10
50	0.15	0.10
20	0.05	0.05

Estimation of E_m Based on RQD (after O'Neill and Reese, 1999)

E_m/E_i	α_E
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

Estimation of α_E (O'Neill and Reese, 1999)

Caratterizzando l'ammasso roccioso attraverso il criterio di rottura di Hoek e Brown (HB) e il parametro GSI (Geological Strength Index), il modulo E_m può essere determinato direttamente con la relazione proposta da Hoek & Diederichs (2006) [1]:

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

Ai fini della portanza dei pali si è assunto $D=0.5$.

Ai fini delle verifiche di portanza laterale si considera cautelativamente che sino a -20.0 m da p.c. si adotta una resistenza a compressione della roccia $q_u = 2$ MPa ($S_a(a)$) e per profondità maggiori si considera $q_u = 4$ MPa (S_a).

Per la valutazione della Portata di Base Limite è stata utilizzata la seguente relazione.

Unità Incoerenti – Unità Aa e Ab

Nel caso dei pali trivellati di grande diametro con base in terreni sabbioso-ghiaiosi è prassi consolidata assumere il valore della portata unitaria corrispondente a cedimenti della base del palo pari al 5% del diametro; a tale portata viene attribuito il termine di portata critica ($q_{b,crit}$).

La portata di base critica può essere ricavata sulla base delle indicazioni fornite da Reese e Wright (1977), Reese e O'Neill (1987) con la seguente relazione e rappresentate nella figura di seguito:

$$\begin{aligned} q_{b,crit} &= 67 \cdot N_{SPT} & N_{SPT} < 60 \text{ (kPa)} \\ q_{b,crit} &= 4000 & N_{SPT} > 60 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

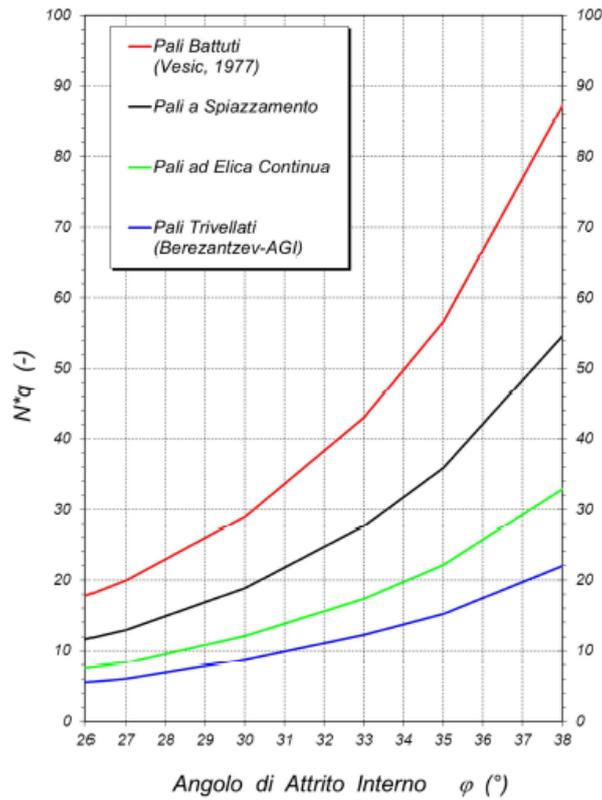
Per le opere in cui non vi sono a disposizione prove SPT, la portata di base è stata determinata in base alla seguente correlazione di Berezantzev in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

Il valore della portata unitaria di base critica è ricavabile dalla seguente espressione:

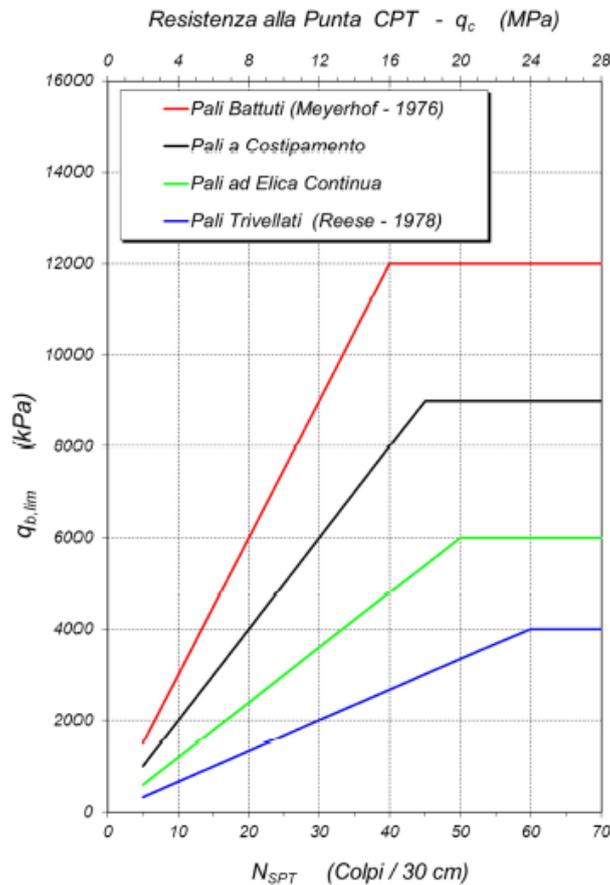
$$q_{b,crit} = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,crit}^{MAX}$$

dove:

- N_q = moltiplicatore ricavabile dal grafico sottostante
- σ'_v = tensione verticale efficace litostatica.



La pressione limite massima è ricavabile dal grafico sottostante.



Unità Litoidi – Unità Sa2

Caratterizzato l'ammasso roccioso attraverso il criterio di rottura di Hoek e Brown (HB) e il parametro GSI (Geological Strength Index) la portanza di base può essere determinata con l'approccio suggerito da Turner (2006):

$$q_b = A + q_u \left[m_b \frac{A}{q_u} + s \right]^a \leq 2.5 q_u$$

$$A = \sigma'_{vb} + q_u \left[m_b \frac{\sigma'_{vb}}{q_u} + s \right]^a$$

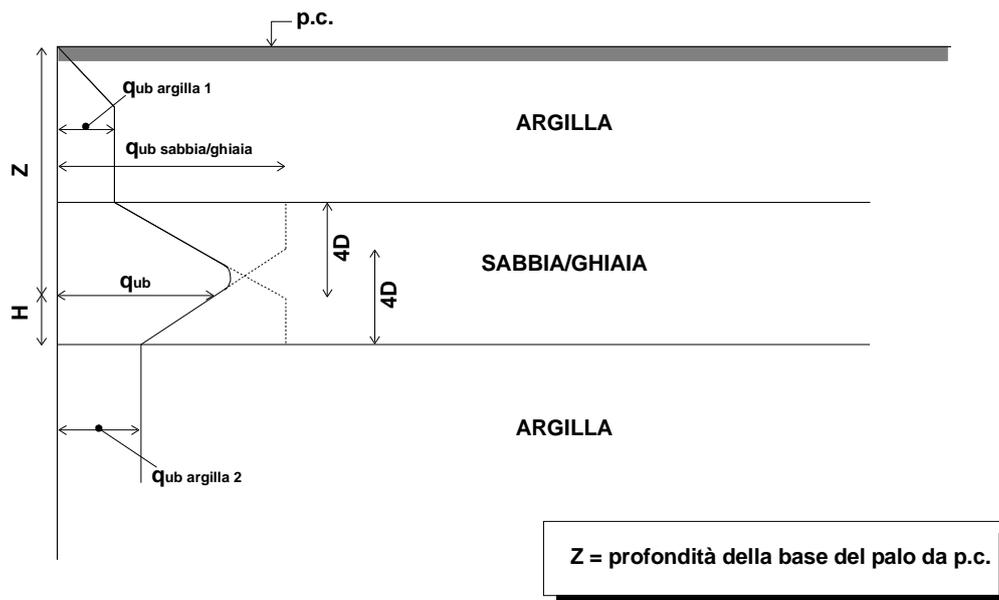
Per quanto riguarda i parametri m_b , s , a , q_u che compaiono nelle relazioni precedenti si rimanda alla caratterizzazione di Hoek e Brown (HB) delle formazioni rocciose riportata nella relazione geotecnica di cui al Rif. [1], assumendo il fattore di disturbo $D=0.5$.

Ai fini delle verifiche di portanza di base si considera la base posta sempre all'interno dell'Unità di S. Agata integra (Sa) per cui con $q_u = 4$ MPa.

13.1.2 Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente. In accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto rappresentato nella figura seguente. Quando la portata di base attribuibile ad uno strato "i" è superiore a quella degli strati adiacenti, essa può essere attribuita per intero se la base del palo è situata per almeno $4D$ entro lo strato.

- La lunghezza del palo dovrà essere almeno pari a 10 volte il diametro del palo.
- Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.
- Inoltre cautelativamente la lunghezza di progetto del palo viene definita considerando che il carico massimo in esercizio $N_{\max, SLE}$ sia $< Q_{LL} / 1.3$.



13.2 CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI

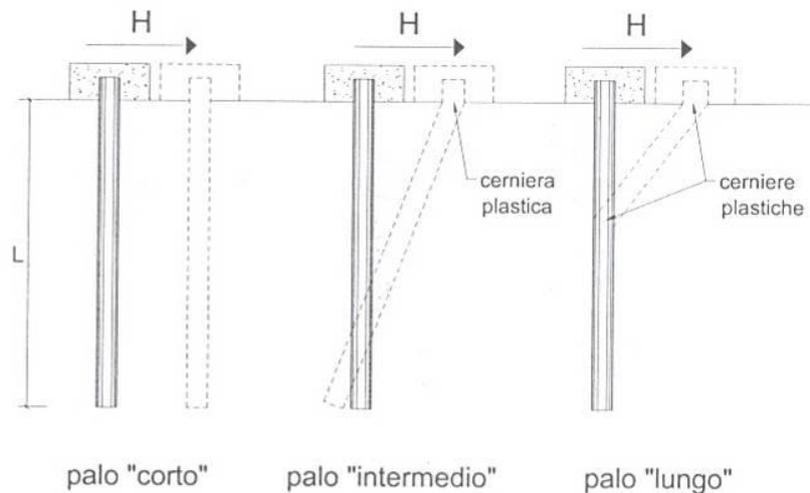
La resistenza del complesso palo terreno nei confronti delle azioni trasversali è stata calcolata secondo la teoria proposta da Broms (1964), in ipotesi di:

- comportamento flessionale del palo rigido perfettamente plastico dopo il raggiungimento del valore del momento di plasticizzazione;
- pressione di interazione palo–terreno dipendente solo dal tipo di terreno e dal diametro del palo;
- Terreno a comportamento rigido – plastico, con mobilitazione completa della resistenza per ogni non nullo dello spostamento.

La teoria di Broms fornisce stime sempre molto cautelative dell'effettivo carico limite trasversale del palo.

In generale il massimo carico trasversale esperibile dal palo dipende dalla geometria (lunghezza, diametro), dalle condizioni di vincolo in testa del palo, dalle caratteristiche strutturali del palo (momento di plasticizzazione M_y), dalla resistenza del terreno e dal meccanismo di rottura, ovvero dalla eventuale formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo che avviene quando in una data sezione il momento agente eguaglia il momento di plasticizzazione.

I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo", come riportato nella figura seguente.



I pali si possono considerare sempre incastrati in testa.

Il momento di plasticizzazione è variabile a seconda dell'armatura e diametro del palo di fondazione.

I terreni dove sono inseriti i pali sono sia di tipo incoerente che coesivo. Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento di plasticizzazione pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

Unità Incoerenti

Palo corto:
$$H = 1.5k_p\gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2}k_p\gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p\gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p\gamma d^4}\right)^2}$$

Unità Coesive

Palo corto
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5\right)$$

Palo intermedio
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5\right) + 9c_u d^2 \sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

In accordo con quanto riportato nelle NTC '18, il calcolo del carico limite orizzontale, utilizza la combinazione A1+M1+R3.

13.3 DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE

13.3.1 Spalla 1

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della SPALLA 1.

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c_u	ϕ	τ_i	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	[°]	--	kPa	--	kPa
Sa2(aa)	0.0 ÷ 11.0	0.00	3.00	20.5	---	---	80	---	---	1500
Sa2(a)	11.0 ÷ 20.0			20.5	---	---	130	---	---	1600-2500
Sa2	20.0 ÷ 40.0			20.5	---	---	185	---	---	2500

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro D = 880 mm, la portata laterale limite Q_{li} , la portata di base limite Q_{bi} , il peso efficace del palo W_p , la portata totale limite Q_u , la portata di progetto Q_d .

Parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
3.00	31.5	61.5	--	2.54	80.0	1500.
3.50	36.8	71.8	--	2.18	80.0	1500.
4.00	42.0	82.0	--	1.90	80.0	1500.
4.50	47.3	92.3	--	1.69	80.0	1500.
5.00	52.5	102.5	--	1.52	80.0	1500.
5.50	57.8	112.8	--	1.39	80.0	1500.
6.00	63.0	123.0	--	1.27	80.0	1500.
6.50	68.3	133.3	--	1.17	80.0	1500.
7.00	73.5	143.5	--	1.09	80.0	1500.
7.50	78.8	153.8	--	1.02	80.0	1500.
8.00	84.0	164.0	--	.95	80.0	1500.
8.50	89.3	174.3	--	.90	80.0	1500.
9.00	94.5	184.5	--	.85	80.0	1500.
9.50	99.8	194.8	--	.80	80.0	1500.
10.00	105.0	205.0	--	.76	80.0	1500.
10.50	110.3	215.3	--	.73	80.0	1500.
11.00	115.5	225.5	--	.91	105.0	1500.
11.50	120.8	235.8	--	1.08	130.0	1564.
12.00	126.0	246.0	--	1.03	130.0	1629.
12.50	131.3	256.3	--	.99	130.0	1693.
13.00	136.5	266.5	--	.95	130.0	1757.
13.50	141.8	276.8	--	.92	130.0	1821.
14.00	147.0	287.0	--	.88	130.0	1886.
14.50	152.3	297.3	--	.85	130.0	1950.
15.00	157.5	307.5	--	.83	130.0	2000.
15.50	162.8	317.8	--	.80	130.0	2050.
16.00	168.0	328.0	--	.77	130.0	2100.
16.50	173.3	338.3	--	.75	130.0	2150.
17.00	178.5	348.5	--	.73	130.0	2200.
17.50	183.8	358.8	--	.71	130.0	2250.
18.00	189.0	369.0	--	.69	130.0	2300.

18.50	194.3	379.3	--	.67	130.0	2350.
19.00	199.5	389.5	--	.65	130.0	2400.
19.50	204.8	399.8	--	.63	130.0	2450.
20.00	210.0	410.0	--	.75	157.5	2500.
20.50	215.3	420.3	--	.86	185.0	2500.
21.00	220.5	430.5	--	.84	185.0	2500.
21.50	225.8	440.8	--	.82	185.0	2500.
22.00	231.0	451.0	--	.80	185.0	2500.
22.50	236.3	461.3	--	.78	185.0	2500.
23.00	241.5	471.5	--	.77	185.0	2500.
23.50	246.8	481.8	--	.75	185.0	2500.
24.00	252.0	492.0	--	.73	185.0	2500.
24.50	257.3	502.3	--	.72	185.0	2500.
25.00	262.5	512.5	--	.70	185.0	2500.
25.50	267.8	522.8	--	.69	185.0	2500.
26.00	273.0	533.0	--	.68	185.0	2500.
26.50	278.3	543.3	--	.66	185.0	2500.
27.00	283.5	553.5	--	.65	185.0	2500.
27.50	288.8	563.8	--	.64	185.0	2500.
28.00	294.0	574.0	--	.63	185.0	2500.
28.50	299.3	584.3	--	.62	185.0	2500.
29.00	304.5	594.5	--	.61	185.0	2500.
29.50	309.8	604.8	--	.60	185.0	2500.
30.00	315.0	615.0	--	.59	185.0	2500.
30.50	320.3	625.3	--	.58	185.0	2500.
31.00	325.5	635.5	--	.57	185.0	2500.
31.50	330.8	645.8	--	.56	185.0	2500.
32.00	336.0	656.0	--	.55	185.0	2500.
32.50	341.3	666.3	--	.54	185.0	2500.
33.00	346.5	676.5	--	.53	185.0	2500.
33.50	351.8	686.8	--	.53	185.0	2500.
34.00	357.0	697.0	--	.52	185.0	2500.
34.50	362.3	707.3	--	.51	185.0	2500.
35.00	367.5	717.5	--	.50	185.0	2500.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi = 880$ mm

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	226.	954.	5.	1175.	525.
1.50	339.	954.	8.	1286.	580.
2.00	452.	954.	10.	1396.	636.
2.50	565.	954.	13.	1507.	691.
3.00	679.	954.	15.	1618.	746.
3.50	792.	954.	18.	1728.	801.
4.00	905.	954.	20.	1839.	856.
4.50	1018.	954.	23.	1949.	911.
5.00	1131.	954.	25.	2060.	966.
5.50	1244.	954.	28.	2170.	1022.
6.00	1357.	954.	31.	2281.	1077.
6.50	1470.	954.	33.	2391.	1132.
7.00	1583.	954.	36.	2502.	1187.
7.50	1696.	954.	38.	2613.	1242.
8.00	1827.	954.	41.	2741.	1306.
8.50	1993.	995.	43.	2945.	1406.
9.00	2177.	1036.	46.	3167.	1515.
9.50	2361.	1077.	48.	3390.	1624.
10.00	2545.	1118.	51.	3612.	1733.
10.50	2728.	1159.	53.	3834.	1842.
11.00	2912.	1200.	56.	4056.	1951.
11.50	3096.	1241.	59.	4278.	2060.
12.00	3280.	1272.	61.	4491.	2165.
12.50	3464.	1304.	64.	4704.	2271.
13.00	3647.	1336.	66.	4917.	2376.
13.50	3831.	1368.	69.	5130.	2481.
14.00	4015.	1400.	71.	5343.	2586.
14.50	4199.	1431.	74.	5556.	2691.
15.00	4383.	1463.	76.	5769.	2796.

15.50	4566.	1495.	79.	5982.	2901.
16.00	4750.	1527.	81.	6195.	3006.
16.50	4934.	1559.	84.	6409.	3111.
17.00	5137.	1590.	87.	6641.	3226.
17.50	5379.	1590.	89.	6881.	3347.
18.00	5641.	1590.	92.	7140.	3478.
18.50	5902.	1590.	94.	7399.	3609.
19.00	6164.	1590.	97.	7658.	3740.
19.50	6425.	1590.	99.	7917.	3870.
20.00	6687.	1590.	102.	8176.	4001.
20.50	6948.	1590.	104.	8435.	4132.
21.00	7210.	1590.	107.	8694.	4263.
21.50	7471.	1590.	109.	8953.	4394.
22.00	7733.	1590.	112.	9211.	4525.
22.50	7995.	1590.	115.	9470.	4656.
23.00	8256.	1590.	117.	9729.	4787.
23.50	8518.	1590.	120.	9988.	4918.
24.00	8779.	1590.	122.	10247.	5049.
24.50	9041.	1590.	125.	10506.	5179.
25.00	9302.	1590.	127.	10765.	5310.
25.50	9564.	1590.	130.	11024.	5441.
26.00	9825.	1590.	132.	11283.	5572.
26.50	10087.	1590.	135.	11542.	5703.
27.00	10348.	1590.	137.	11801.	5834.
27.50	10610.	1590.	140.	12060.	5965.
28.00	10871.	1590.	143.	12319.	6096.
28.50	11133.	1590.	145.	12578.	6227.
29.00	11395.	1590.	148.	12837.	6357.
29.50	11656.	1590.	150.	13096.	6488.
30.00	11918.	1590.	153.	13355.	6619.
30.50	12179.	1590.	155.	13614.	6750.
31.00	12441.	1590.	158.	13873.	6881.
31.50	12702.	1590.	160.	14132.	7012.
32.00	12964.	1590.	163.	14391.	7143.
32.50	13225.	1590.	165.	14650.	7274.
33.00	13487.	1590.	168.	14909.	7405.
33.50	13748.	1590.	170.	15168.	7535.
34.00	14010.	1590.	173.	15427.	7666.
34.50	14271.	1590.	176.	15686.	7797.
35.00	14533.	1590.	178.	15945.	7928.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q_l = Portata laterale limite
 Q_b = Portata di base limite
 w_p = Peso efficace del palo
 Q_u = Portata totale limite
 Q_d = Portata di progetto = Q_l/FS,_l + Q_b/FS,_b - w_p

13.3.2 Pila 1

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della PILA 1.

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c_u	ϕ	τ_i	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$	K
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	[°]	--	kPa	--	kPa	--
Aa	0.0 ÷ 5.0	0.00	2.50	19.0	---	38	$\tau_i = k \tan \phi \cdot \sigma'_v$	150	22	4000	0.65
Sa2(a)	5.0 ÷ 20.0			20.5	---	---	130	---	---	1600-2500	---
Sa2	20.0 ÷ 40.0			20.5	---	---	185	---	---	2500	---

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro D = 880 mm, la portata laterale limite Q_l, la portata di base limite Q_b, il peso efficace del palo W_p, la portata totale limite Q_u, la portata di progetto Q_d.

Parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
2.50	22.5	47.5	--	.51	11.4	495.
3.00	27.0	57.0	--	.51	13.7	594.
3.50	31.5	66.5	--	.51	16.0	693.
4.00	36.0	76.0	--	.51	18.3	792.
4.50	40.5	85.5	--	.51	20.6	891.
5.00	45.0	95.0	--	1.70	76.4	990.
5.50	50.3	105.3	--	2.59	130.0	1107.
6.00	55.5	115.5	--	2.34	130.0	1224.
6.50	60.8	125.8	--	2.14	130.0	1341.
7.00	66.0	136.0	--	1.97	130.0	1459.
7.50	71.3	146.3	--	1.82	130.0	1576.
8.00	76.5	156.5	--	1.70	130.0	1693.
8.50	81.8	166.8	--	1.59	130.0	1810.
9.00	87.0	177.0	--	1.49	130.0	1840.
9.50	92.3	187.3	--	1.41	130.0	1870.
10.00	97.5	197.5	--	1.33	130.0	1900.
10.50	102.8	207.8	--	1.27	130.0	1930.
11.00	108.0	218.0	--	1.20	130.0	1960.
11.50	113.3	228.3	--	1.15	130.0	1990.
12.00	118.5	238.5	--	1.10	130.0	2020.
12.50	123.8	248.8	--	1.05	130.0	2050.
13.00	129.0	259.0	--	1.01	130.0	2080.
13.50	134.3	269.3	--	.97	130.0	2110.
14.00	139.5	279.5	--	.93	130.0	2140.
14.50	144.8	289.8	--	.90	130.0	2170.
15.00	150.0	300.0	--	.87	130.0	2200.
15.50	155.3	310.3	--	.84	130.0	2230.
16.00	160.5	320.5	--	.81	130.0	2260.
16.50	165.8	330.8	--	.78	130.0	2290.
17.00	171.0	341.0	--	.76	130.0	2320.
17.50	176.3	351.3	--	.74	130.0	2350.
18.00	181.5	361.5	--	.72	130.0	2380.
18.50	186.8	371.8	--	.70	130.0	2410.
19.00	192.0	382.0	--	.68	130.0	2440.
19.50	197.3	392.3	--	.66	130.0	2470.
20.00	202.5	402.5	--	.78	157.5	2500.
20.50	207.8	412.8	--	.89	185.0	2500.
21.00	213.0	423.0	--	.87	185.0	2500.
21.50	218.3	433.3	--	.85	185.0	2500.
22.00	223.5	443.5	--	.83	185.0	2500.
22.50	228.8	453.8	--	.81	185.0	2500.
23.00	234.0	464.0	--	.79	185.0	2500.
23.50	239.3	474.3	--	.77	185.0	2500.
24.00	244.5	484.5	--	.76	185.0	2500.
24.50	249.8	494.8	--	.74	185.0	2500.
25.00	255.0	505.0	--	.73	185.0	2500.
25.50	260.3	515.3	--	.71	185.0	2500.
26.00	265.5	525.5	--	.70	185.0	2500.
26.50	270.8	535.8	--	.68	185.0	2500.
27.00	276.0	546.0	--	.67	185.0	2500.
27.50	281.3	556.3	--	.66	185.0	2500.
28.00	286.5	566.5	--	.65	185.0	2500.
28.50	291.8	576.8	--	.63	185.0	2500.
29.00	297.0	587.0	--	.62	185.0	2500.
29.50	302.3	597.3	--	.61	185.0	2500.
30.00	307.5	607.5	--	.60	185.0	2500.
30.50	312.8	617.8	--	.59	185.0	2500.
31.00	318.0	628.0	--	.58	185.0	2500.
31.50	323.3	638.3	--	.57	185.0	2500.
32.00	328.5	648.5	--	.56	185.0	2500.
32.50	333.8	658.8	--	.55	185.0	2500.
33.00	339.0	669.0	--	.55	185.0	2500.
33.50	344.3	679.3	--	.54	185.0	2500.
34.00	349.5	689.5	--	.53	185.0	2500.
34.50	354.8	699.8	--	.52	185.0	2500.
35.00	360.0	710.0	--	.51	185.0	2500.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata

Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi=880$ mm

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	39.	441.	5.	475.	206.
1.50	63.	504.	8.	559.	244.
2.00	90.	567.	10.	647.	282.
2.50	159.	630.	13.	776.	342.
3.00	305.	704.	15.	994.	447.
3.50	489.	779.	18.	1250.	570.
4.00	673.	853.	20.	1506.	694.
4.50	856.	928.	23.	1761.	817.
5.00	1040.	1002.	25.	2017.	941.
5.50	1224.	1077.	28.	2273.	1065.
6.00	1408.	1151.	31.	2529.	1188.
6.50	1591.	1171.	33.	2729.	1288.
7.00	1775.	1190.	36.	2929.	1387.
7.50	1959.	1209.	38.	3130.	1487.
8.00	2143.	1228.	41.	3330.	1586.
8.50	2327.	1247.	43.	3530.	1686.
9.00	2510.	1266.	46.	3731.	1785.
9.50	2694.	1285.	48.	3931.	1885.
10.00	2878.	1304.	51.	4131.	1984.
10.50	3062.	1323.	53.	4331.	2084.
11.00	3245.	1342.	56.	4532.	2183.
11.50	3429.	1361.	59.	4732.	2283.
12.00	3613.	1380.	61.	4932.	2383.
12.50	3797.	1400.	64.	5133.	2482.
13.00	3981.	1419.	66.	5333.	2582.
13.50	4164.	1438.	69.	5533.	2681.
14.00	4348.	1457.	71.	5734.	2781.
14.50	4532.	1476.	74.	5934.	2880.
15.00	4716.	1495.	76.	6134.	2980.
15.50	4900.	1514.	79.	6335.	3079.
16.00	5083.	1533.	81.	6535.	3179.
16.50	5267.	1552.	84.	6735.	3278.
17.00	5451.	1571.	87.	6936.	3378.
17.50	5654.	1590.	89.	7155.	3487.
18.00	5896.	1590.	92.	7395.	3608.
18.50	6158.	1590.	94.	7654.	3739.
19.00	6419.	1590.	97.	7913.	3870.
19.50	6681.	1590.	99.	8172.	4001.
20.00	6942.	1590.	102.	8431.	4132.
20.50	7204.	1590.	104.	8690.	4263.
21.00	7465.	1590.	107.	8949.	4393.
21.50	7727.	1590.	109.	9208.	4524.
22.00	7988.	1590.	112.	9467.	4655.
22.50	8250.	1590.	115.	9726.	4786.
23.00	8512.	1590.	117.	9985.	4917.
23.50	8773.	1590.	120.	10244.	5048.
24.00	9035.	1590.	122.	10503.	5179.
24.50	9296.	1590.	125.	10762.	5310.
25.00	9558.	1590.	127.	11021.	5441.
25.50	9819.	1590.	130.	11280.	5572.
26.00	10081.	1590.	132.	11539.	5702.
26.50	10342.	1590.	135.	11798.	5833.
27.00	10604.	1590.	137.	12057.	5964.
27.50	10865.	1590.	140.	12316.	6095.
28.00	11127.	1590.	143.	12575.	6226.
28.50	11388.	1590.	145.	12834.	6357.
29.00	11650.	1590.	148.	13093.	6488.
29.50	11912.	1590.	150.	13352.	6619.
30.00	12173.	1590.	153.	13611.	6750.
30.50	12435.	1590.	155.	13870.	6880.
31.00	12696.	1590.	158.	14129.	7011.
31.50	12958.	1590.	160.	14388.	7142.
32.00	13219.	1590.	163.	14647.	7273.
32.50	13481.	1590.	165.	14906.	7404.
33.00	13742.	1590.	168.	15165.	7535.
33.50	14004.	1590.	170.	15424.	7666.

34.00	14265.	1590.	173.	15683.	7797.
34.50	14527.	1590.	176.	15942.	7928.
35.00	14788.	1590.	178.	16201.	8058.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q_l = Portata laterale limite
 Q_b = Portata di base limite
 w_p = Peso efficace del palo
 Q_u = Portata totale limite
 Q_d = Portata di progetto = Q_l/FS,_l + Q_b/FS,_b - w_p

13.3.3 Spalla 2

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della SPALLA 2.

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c _u	φ	τ _i	τ _{us,max}	N _q	q _{crit.}	K
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	[°]	--	kPa	--	kPa	--
R+Ab	0.0 ÷ 5.5	0.00	2.50	19.0	---	---	τ _i = k tanφ · σ' _v	---	---	----	0.65
Sa2(a)	5.5 ÷ 20.0			20.5	---	---	130	---	---	1600-2500	
Sa2	20.0 ÷ 40.0			20.5	---	---	185	---	---	2500	

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro D = 880 mm, la portata laterale limite Q_l, la portata di base limite Q_b, il peso efficace del palo W_p, la portata totale limite Q_u, la portata di progetto Q_d.

Parametri per valutazione capacità portante

zz m	S' _v kPa	S _v kPa	c _u kPa	Tau/S' _v -	Tau kPa	qb kPa
2.50	22.5	47.5	--	.38	8.4	495.
3.00	27.0	57.0	--	.38	10.1	594.
3.50	31.5	66.5	--	.38	11.8	693.
4.00	36.0	76.0	--	.38	13.5	792.
4.50	40.5	85.5	--	.38	15.2	891.
5.00	45.0	95.0	--	.38	16.9	990.
5.50	49.5	104.5	--	1.50	74.3	1089.
6.00	54.8	114.8	--	2.37	130.0	1193.
6.50	60.0	125.0	--	2.17	130.0	1297.
7.00	65.3	135.3	--	1.99	130.0	1401.
7.50	70.5	145.5	--	1.84	130.0	1505.
8.00	75.8	155.8	--	1.72	130.0	1609.
8.50	81.0	166.0	--	1.60	130.0	1713.
9.00	86.3	176.3	--	1.51	130.0	1817.
9.50	91.5	186.5	--	1.42	130.0	1848.
10.00	96.8	196.8	--	1.34	130.0	1879.
10.50	102.0	207.0	--	1.27	130.0	1910.
11.00	107.3	217.3	--	1.21	130.0	1941.
11.50	112.5	227.5	--	1.16	130.0	1972.
12.00	117.8	237.8	--	1.10	130.0	2003.
12.50	123.0	248.0	--	1.06	130.0	2034.
13.00	128.3	258.3	--	1.01	130.0	2066.
13.50	133.5	268.5	--	.97	130.0	2097.
14.00	138.8	278.8	--	.94	130.0	2128.
14.50	144.0	289.0	--	.90	130.0	2159.
15.00	149.3	299.3	--	.87	130.0	2190.
15.50	154.5	309.5	--	.84	130.0	2221.
16.00	159.8	319.8	--	.81	130.0	2252.
16.50	165.0	330.0	--	.79	130.0	2283.
17.00	170.3	340.3	--	.76	130.0	2314.
17.50	175.5	350.5	--	.74	130.0	2345.

18.00	180.8	360.8	--	.72	130.0	2376.
18.50	186.0	371.0	--	.70	130.0	2407.
19.00	191.3	381.3	--	.68	130.0	2438.
19.50	196.5	391.5	--	.66	130.0	2469.
20.00	201.8	401.8	--	.78	157.5	2500.
20.50	207.0	412.0	--	.89	185.0	2500.
21.00	212.3	422.3	--	.87	185.0	2500.
21.50	217.5	432.5	--	.85	185.0	2500.
22.00	222.8	442.8	--	.83	185.0	2500.
22.50	228.0	453.0	--	.81	185.0	2500.
23.00	233.3	463.3	--	.79	185.0	2500.
23.50	238.5	473.5	--	.78	185.0	2500.
24.00	243.8	483.8	--	.76	185.0	2500.
24.50	249.0	494.0	--	.74	185.0	2500.
25.00	254.3	504.3	--	.73	185.0	2500.
25.50	259.5	514.5	--	.71	185.0	2500.
26.00	264.8	524.8	--	.70	185.0	2500.
26.50	270.0	535.0	--	.69	185.0	2500.
27.00	275.3	545.3	--	.67	185.0	2500.
27.50	280.5	555.5	--	.66	185.0	2500.
28.00	285.8	565.8	--	.65	185.0	2500.
28.50	291.0	576.0	--	.64	185.0	2500.
29.00	296.3	586.3	--	.62	185.0	2500.
29.50	301.5	596.5	--	.61	185.0	2500.
30.00	306.8	606.8	--	.60	185.0	2500.
30.50	312.0	617.0	--	.59	185.0	2500.
31.00	317.3	627.3	--	.58	185.0	2500.
31.50	322.5	637.5	--	.57	185.0	2500.
32.00	327.8	647.8	--	.56	185.0	2500.
32.50	333.0	658.0	--	.56	185.0	2500.
33.00	338.3	668.3	--	.55	185.0	2500.
33.50	343.5	678.5	--	.54	185.0	2500.
34.00	348.8	688.8	--	.53	185.0	2500.
34.50	354.0	699.0	--	.52	185.0	2500.
35.00	359.3	709.3	--	.51	185.0	2500.

zz = Profondità da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi=880$ mm

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	29.	441.	5.	464.	201.
1.50	47.	504.	8.	543.	235.
2.00	67.	567.	10.	623.	270.
2.50	90.	630.	13.	707.	307.
3.00	154.	693.	15.	831.	365.
3.50	298.	759.	18.	1040.	464.
4.00	482.	825.	20.	1287.	584.
4.50	666.	891.	23.	1534.	704.
5.00	850.	958.	25.	1782.	824.
5.50	1034.	1024.	28.	2029.	944.
6.00	1217.	1090.	31.	2277.	1064.
6.50	1401.	1156.	33.	2524.	1184.
7.00	1585.	1176.	36.	2725.	1284.
7.50	1769.	1196.	38.	2926.	1384.
8.00	1952.	1215.	41.	3127.	1484.
8.50	2136.	1235.	43.	3328.	1584.
9.00	2320.	1255.	46.	3529.	1683.
9.50	2504.	1275.	48.	3730.	1783.
10.00	2688.	1294.	51.	3931.	1883.
10.50	2871.	1314.	53.	4132.	1983.
11.00	3055.	1334.	56.	4333.	2083.
11.50	3239.	1354.	59.	4534.	2182.
12.00	3423.	1373.	61.	4735.	2282.
12.50	3606.	1393.	64.	4936.	2382.
13.00	3790.	1413.	66.	5137.	2482.
13.50	3974.	1432.	69.	5338.	2582.
14.00	4158.	1452.	71.	5539.	2681.

14.50	4342.	1472.	74.	5740.	2781.
15.00	4525.	1492.	76.	5941.	2881.
15.50	4709.	1511.	79.	6142.	2981.
16.00	4893.	1531.	81.	6343.	3081.
16.50	5077.	1551.	84.	6544.	3181.
17.00	5261.	1571.	87.	6745.	3280.
17.50	5464.	1590.	89.	6965.	3390.
18.00	5706.	1590.	92.	7205.	3511.
18.50	5967.	1590.	94.	7464.	3642.
19.00	6229.	1590.	97.	7723.	3773.
19.50	6490.	1590.	99.	7982.	3904.
20.00	6752.	1590.	102.	8241.	4035.
20.50	7014.	1590.	104.	8500.	4165.
21.00	7275.	1590.	107.	8759.	4296.
21.50	7537.	1590.	109.	9018.	4427.
22.00	7798.	1590.	112.	9277.	4558.
22.50	8060.	1590.	115.	9536.	4689.
23.00	8321.	1590.	117.	9795.	4820.
23.50	8583.	1590.	120.	10054.	4951.
24.00	8844.	1590.	122.	10313.	5082.
24.50	9106.	1590.	125.	10572.	5213.
25.00	9367.	1590.	127.	10831.	5344.
25.50	9629.	1590.	130.	11090.	5474.
26.00	9890.	1590.	132.	11349.	5605.
26.50	10152.	1590.	135.	11608.	5736.
27.00	10414.	1590.	137.	11867.	5867.
27.50	10675.	1590.	140.	12126.	5998.
28.00	10937.	1590.	143.	12385.	6129.
28.50	11198.	1590.	145.	12644.	6260.
29.00	11460.	1590.	148.	12903.	6391.
29.50	11721.	1590.	150.	13161.	6522.
30.00	11983.	1590.	153.	13420.	6652.
30.50	12244.	1590.	155.	13679.	6783.
31.00	12506.	1590.	158.	13938.	6914.
31.50	12767.	1590.	160.	14197.	7045.
32.00	13029.	1590.	163.	14456.	7176.
32.50	13290.	1590.	165.	14715.	7307.
33.00	13552.	1590.	168.	14974.	7438.
33.50	13814.	1590.	170.	15233.	7569.
34.00	14075.	1590.	173.	15492.	7700.
34.50	14337.	1590.	176.	15751.	7830.
35.00	14598.	1590.	178.	16010.	7961.

Lp = Lunghezza utile del palo
Ql1 = Portata laterale limite
Qb1 = Portata di base limite
wp = Peso efficace del palo
Qu = Portata totale limite
Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - wp$

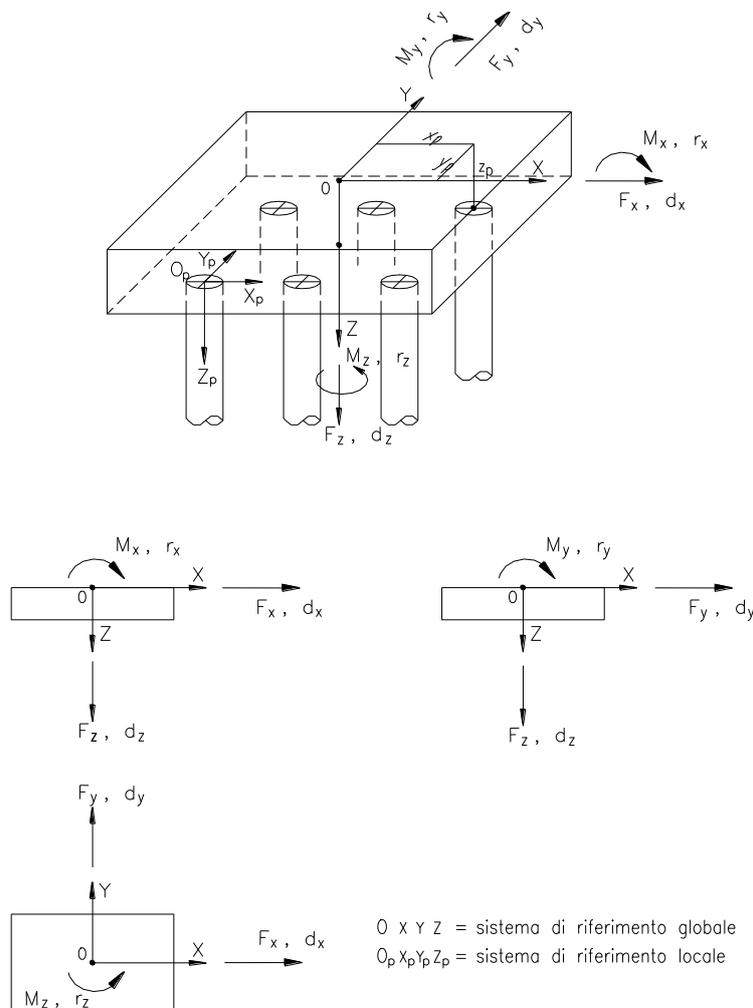
14 PALI ISOLATI SOTTOPOSTI A CARICHI VERTICALI E TRASVERSALI

14.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

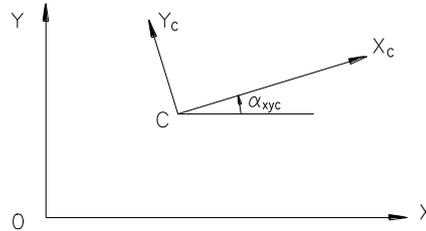
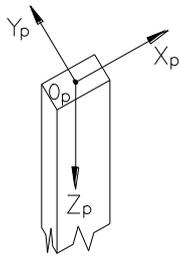
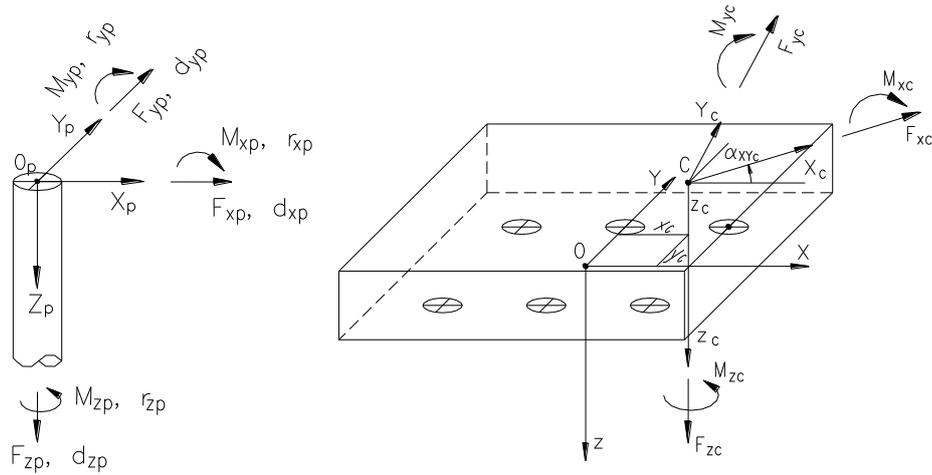
Per determinare le sollecitazioni sui pali viene eseguita un'analisi tridimensionale della palificata, condotta considerando le fondazioni come costituite da pali incastrati in testa al plinto, assimilato ad un corpo infinitamente rigido.

Il comportamento del palo isolato ai carichi assiali è definito da una caratteristica di rigidezza del sistema palo-terreno, che può essere lineare o non lineare. Il comportamento del palo isolato soggetto a carico trasversale è definito da una caratteristica di rigidezza variabile con la profondità.

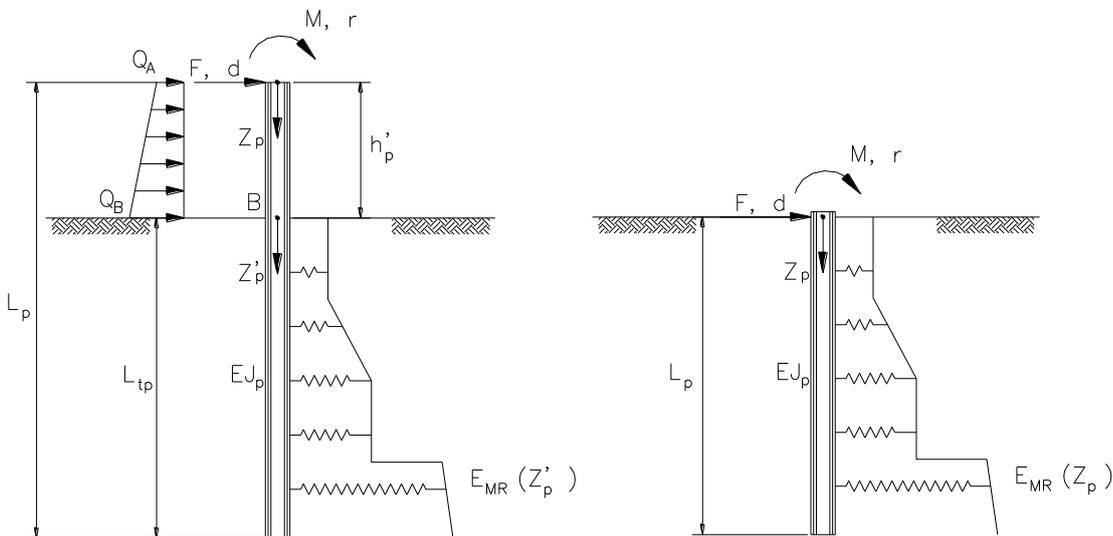
Nelle figure sottostanti sono riportati i sistemi di riferimento globale e locale con le convenzioni sui segni delle variabili adottate, le possibili caratteristiche di rigidezza assiale ed orizzontale per i pali nonché le convenzioni adottate per la definizione dei centri di carico.



Definizione dei sistemi di riferimento globali adottati nelle analisi delle palificate



Definizione dei sistemi di riferimento locali e delle convenzioni sui centri di carico adottati nelle analisi delle palificate



Pali soggetti a carichi trasversali: moduli di reazione del terreno

14.2 CARATTERISTICA DELLA PALIFICATA

La struttura della palificata è stata modellata ipotizzando un plinto infinitamente rigido e schematizzando ciascun palo come una trave incastrata nel plinto, caratterizzata da una rigidezza flessionale ottenuta moltiplicando il modulo di Young $E_p = 30000$ MPa per il momento di inerzia del palo.

14.2.1 Comportamento dei pali a carichi verticali

L'interazione fra palo soggetto a carichi verticali e terreno, è stata definita dalla rigidezza $A_k = 800000$ kN/m ($D=880$ mm) considerata indipendente dal cedimento del palo (curva carico-cedimento lineare).

Tale rigidezza è calcolata per i livelli di cedimento attesi in esercizio per pali con pendenza secante della curva carico-cedimento di prove in sito disponibili in letteratura. La curva carico-cedimento del palo isolato viene assimilata ad una iperbole definita dalla pendenza iniziale (A_k), dal carico limite ultimo del singolo palo (Q_{lim}) corrispondente al collasso del sistema palo-terreno e dall'esponente (a_q) che ne influenza la forma in accordo allo schema della figura sottostante:

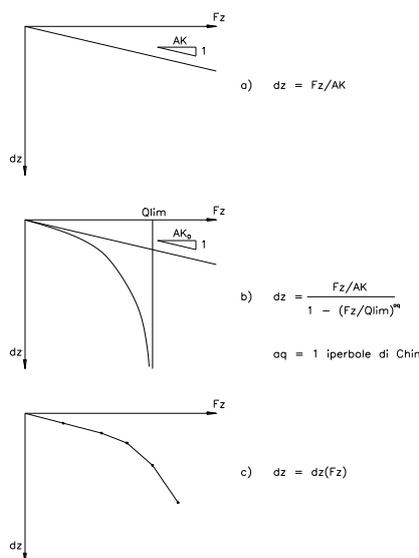
$$d_z = [F_z / A_k] / [1 - (F_z / Q_{lim})^{a_q}]$$

dove:

d_z = spostamento verticale a testa palo

F_z = carico assiale a testa palo

Tale curva permette di tenere in conto la non linearità di comportamento, rispetto ai carichi assiali, dei vari elementi della palificata.



Pali soggetti a carichi assiali: relazioni carico-cedimento

14.2.2 Comportamento dei pali a carichi trasversali

La base teorica generale che permette la soluzione del problema dei pali carichi trasversalmente è la stessa delle travi inflesse soggette a carichi non uniformi che consente di scrivere la seguente equazione differenziale della linea elastica:

$$E_p J_p \frac{d^4 x}{dz^4} + P = 0$$

dove:

P	reazione del terreno
x	spostamento orizzontale del palo
E_p	modulo elastico del palo
J_p	momento di inerzia del palo

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno è effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno E_{mr} definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo p ed il corrispondente spostamento orizzontale y :

$$E_{mr} = \frac{p}{y}$$

Si osservi che, definito k_w il coefficiente di sottofondo di Winkler, per un palo di diametro D si ha:

$$E_{mr} = k_w D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni incoerenti si assume, in genere, una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

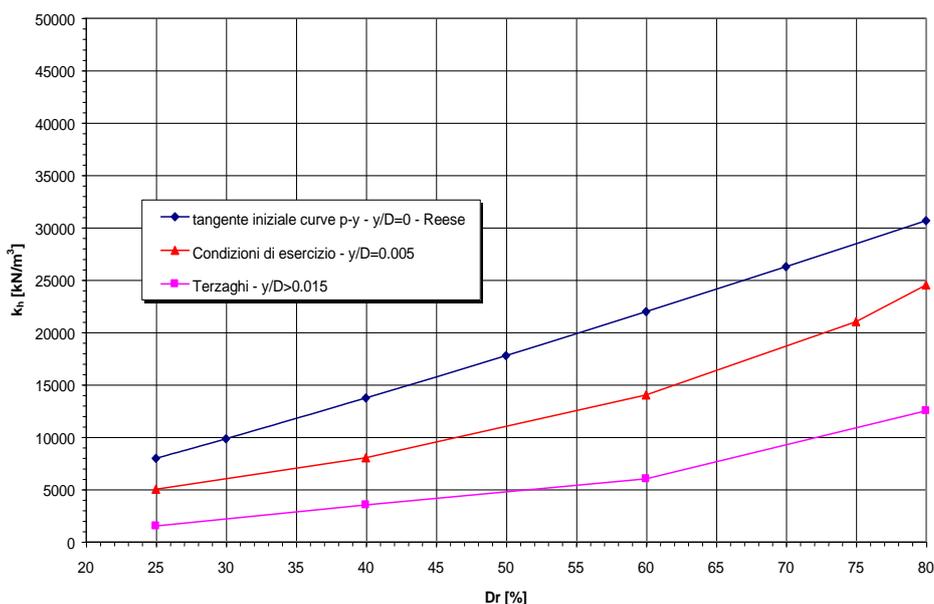
$$E_{mr} = E_{mr0} + k_h z$$

dove:

E_{mr0}	è il valore del modulo di reazione a testa palo
k_h	è il gradiente del modulo di reazione del terreno funzione principalmente della densità relativa
z	è la profondità a partire dalla sommità del palo

Nella figura seguente si riportano i valori di riferimento del gradiente k_h corrispondente a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni ($y \leq 0.005 \cdot D$).

Andamento del gradiente del modulo di reazione orizzontale - Terreni incoerenti sotto falda



Pel le Unità Ab con $\phi = 30^\circ$ si considera una $D_R = 35\%$ da cui $k_h = 7500 \text{ kN/m}^3/\text{m}$;

Pel le Unità Aa con $\phi = 38^\circ$, si considera una $D_R = 45\%$ da cui $k_h = 10000 \text{ kN/m}^3/\text{m}$.

14.3 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA

I valori massimi delle sollecitazioni agenti su ciascun palo e gli spostamenti della fondazione causati dai carichi applicati sono stati determinati con il codice di calcolo MAP. Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno è effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare) caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno E_{mr} .

Nel caso in esame si assume un modulo di reazione orizzontale, a partire da quota intradosso plinto pari a -2.50 m per la spalla B e Pila e -3.0 m per la spalla A, variabile secondo queste legge:

SPALLA 1

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	k_h [kN/m ³]
0.0	45	Sa2(aa)	15000
8.0	165		
8.01	275	Sa2(a)	25000
17.0	500		
17.01	600	Sa2	30000
40.0	990		

PILA 1

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	k_h [kN/m ³]
0.0	25	Aa	10000
2.50	50		
2.51	125	Sa2(a)	25000
17.50	500		
17.50	600	Sa2	30000
30.0	975		

SPALLA 2

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	k_h [kN/m ³]
0.0	18.75	Ab	7500
3.0	41.22		
3.01	137.5	Sa2(a)	25000
17.5	500		
17.51	600	Sa2	30000
30.5	975		

14.3.1 SPALLA 1

14.3.1.1 Azioni agenti sulle palificate

Nella tabella seguente si riportano le azioni agenti. Tali carichi sono quelli di progetto ovvero riferiti a quota testa pali, intradosso fondazione. Le azioni tengono già conto del peso del plinto e del peso del terreno gravante su di esso.

Il sistema di riferimento l'asse X = L in direzione longitudinale e l'asse Y = T in direzione trasversale, mentre l'asse Z è positivo verso il basso. La convenzione di segno è schematicamente illustrata nella figura di seguito.

Azioni Combinate		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SP1	STR 1_UI-1	19127	-282	3393	-7567	4214
SP1	STR 1_UI-2	19127	-129	3393	-6650	4214
SP1	STR 2_UII-1	21689	-118	4715	2467	10110
SP1	STR 2_UII-2	20020	-118	4715	-5948	7979
SP1	STR 2_UII-3	21536	-118	4715	556	8003
SP1	STR 2_UII-4	21602	-118	4715	1708	10501
SP1	STR 3_UIII-1	21689	-118	4715	2467	10110
SP1	STR 3_UIII-2	20020	-118	4715	-5948	7979
SP1	STR 3_UIII-3	21536	-118	4715	556	8003
SP1	STR 3_UIII-4	21602	-118	4715	1708	10501
SP1	STR 4_UIV-1	21689	-118	4715	2467	10110
SP1	STR 4_UIV-2	20020	-118	4715	-5948	7979
SP1	STR 4_UIV-3	21536	-118	4715	556	8003
SP1	STR 4_UIV-4	21602	-118	4715	1708	10501
SP1	GEO 1_UI-1	14168	-133	2899	-5243	4321
SP1	GEO 1_UI-2	14168	-117	2899	-5151	4321
SP1	GEO 2_UII-1	16351	-102	4135	2759	8794
SP1	GEO 2_UII-2	14929	-102	4135	-4410	6979
SP1	GEO 2_UII-3	16220	-102	4135	1130	6999
SP1	GEO 2_UII-4	16276	-102	4135	2112	9127
SP1	GEO 3_UIII-1	16351	-102	4135	2759	8794
SP1	GEO 3_UIII-2	14929	-102	4135	-4410	6979
SP1	GEO 3_UIII-3	16220	-102	4135	1130	6999
SP1	GEO 3_UIII-4	16276	-102	4135	2112	9127
SP1	GEO 4_UV-1	16351	-102	4135	2759	8794
SP1	GEO 4_UV-2	14929	-102	4135	-4410	6979
SP1	GEO 4_UV-3	16220	-102	4135	1130	6999
SP1	GEO 4_UV-4	16276	-102	4135	2112	9127
SP1	STR 5_FI	11783	20	0	-4510	-27
SP1	STR 6_FII-1	13207	26	806	554	2890
SP1	STR 6_FII-2	12279	26	806	-4122	1706
SP1	STR 6_FII-3	13122	26	806	-509	1719
SP1	STR 6_FII-4	13158	26	806	132	3107
SP1	Sisma 1	13315	992	4269	-7168	-10433
SP1	Sisma 2	13315	-394	799	-4246	-2299
SP1	Sisma 3	13315	1448	4587	-8075	-10995
SP1	Sisma 4	13315	-1126	-1858	-2648	4111
SP1	Sisma 5	13315	394	-799	-4530	2244
SP1	Sisma 6	13315	394	-799	-4530	2244

14.3.1.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i risultati delle massime sollecitazioni ottenute a testa palo per le varie combinazioni.

sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	3311.1	596.2	247.7	11	5
S.2	-817.8	625.1	291.7	18	36
S.3	350.8	636.2	299.8	19	36
S.4	350.8	636.2	299.8	19	36
T.1	3310.0	597.9	248.8	9	5
T.2	-817.8	625.1	291.7	18	36

S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo
SP1 - STR 2_UII-3

S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
SP1 - Sisma 3

S.3: cond. di carico con Momento Massimo
SP1 - Sisma 3

S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
SP1 - Sisma 3

T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
SP1 - STR 2_UII-3

T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
SP1 - Sisma 3

14.3.2 PILA 1

14.3.2.1 Azioni agenti sulle palificate

Nella tabella seguente si riportano le azioni agenti. Tali carichi sono quelli di progetto ovvero riferiti a quota testa pali, intradosso fondazione. Le azioni tengono già conto del peso del plinto e del peso del terreno gravante su di esso.

Il sistema di riferimento l'asse X = L in direzione longitudinale e l'asse Y = T in direzione trasversale, mentre l'asse Z è positivo verso il basso. La convenzione di segno è schematicamente illustrata nella figura di seguito.

Azioni Combinate		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
P1	STR(max)	14069	1392	0	25	-15796

P1	STR(max)	20038	-1400	0	51	-5930
P1	STR(max)	15726	454	0	49	-15075
P1	STR(max)	21756	1106	0	81	-27120
P1	STR(max)	21756	1106	0	81	-27120
P1	STR(max)	12892	1117	0	21	-13052
P1	EQU(max)	18822	-1130	0	71	-12614
P1	EQU(max)	16046	-305	0	67	-17565
P1	EQU(max)	18799	1106	0	75	-25869
P1	EQU(max)	18799	1106	0	75	-25869
P1	EQU(max)	2244	455	751	4076	-10295
P1	EQU(max)	2244	455	751	4076	-10295
P1	STR(min)	23774	-1127	0	63	-10656
P1	STR(min)	16647	1395	0	6	-11512
P1	STR(min)	20891	-458	0	8	-2165
P1	STR(min)	18286	-1112	0	-15	11665
P1	STR(min)	18286	-1112	0	-15	11665
P1	STR(min)	20817	-1127	0	57	-9404
P1	EQU(min)	16530	1124	0	-13	-4932
P1	EQU(min)	19055	300	0	-12	4407
P1	EQU(min)	16539	-1112	0	-18	12165
P1	EQU(min)	16539	-1112	0	-18	12165
P1	EQU(min)	2482	-240	0	0	-1920
P1	EQU(min)	2482	-240	0	0	-1920
P1	SLV_x+0.3SLV_y	9473	-1189	751	4076	-8375
P1	0.3SLV_x+SLV_y	9473	-2485	225	1223	-17422

14.3.2.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i risultati delle massime sollecitazioni ottenute a testa palo per le varie combinazioni

sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	3898.6	518.8	110.6	1	4
S.2	-498.0	298.6	87.8	10	11
S.3	1871.7	545.9	249.5	1	26
S.4	1871.7	545.9	249.5	1	26
T.1	3898.6	518.8	110.6	1	4
T.2	-201.0	545.9	249.5	2	26

S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo
P1 - STR(max)

S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
P1 - EQU(max)

S.3: cond. di carico con Momento Massimo
P1 - 0.3SLV_x+SLV_y

S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
P1 - 0.3SLV_x+SLV_y

T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
P1 - STR(max)

T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
P1 - 0.3SLV_x+SLV_y

14.3.3 SPALLA 2

14.3.3.1 Azioni agenti sulle palificate

Nella tabella seguente si riportano le azioni agenti. Tali carichi sono quelli di progetto ovvero riferiti a quota testa pali, intradosso fondazione. Le azioni tengono già conto del peso del plinto e del peso del terreno gravante su di esso.

Il sistema di riferimento l'asse X = L in direzione longitudinale e l'asse Y = T in direzione trasversale, mentre l'asse Z è positivo verso il basso. La convenzione di segno è schematicamente illustrata nella figura di seguito.

Azioni Combinate		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SP2	STR 1_UI-1	6851	308	1563	-5152	-3239
SP2	STR 1_UI-2	6740	135	1563	-3898	-3188
SP2	STR 2_UII-1	9662	482	2021	-12835	-6765
SP2	STR 2_UII-2	6815	482	2021	-5440	-5455
SP2	STR 2_UII-3	9662	482	2021	-12835	-6765
SP2	STR 2_UII-4	7063	482	2021	-6626	-5569
SP2	STR 3_UIII-1	9563	327	2021	-11706	-6719
SP2	STR 3_UIII-2	6716	327	2021	-4311	-5409
SP2	STR 3_UIII-3	9563	327	2021	-11706	-6719
SP2	STR 3_UIII-4	6964	327	2021	-5497	-5523
SP2	STR 4_UIV-1	9563	327	2021	-11706	-6719
SP2	STR 4_UIV-2	6716	327	2021	-4311	-5409
SP2	STR 4_UIV-3	9563	327	2021	-11706	-6719
SP2	STR 4_UIV-4	6964	327	2021	-5497	-5523
SP2	GEO 1_UI-1	5088	250	1242	-3974	-3324
SP2	GEO 1_UI-2	5077	232	1242	-3849	-3319
SP2	GEO 2_UII-1	7400	266	1772	-9563	-5589
SP2	GEO 2_UII-2	4975	266	1772	-3263	-4473
SP2	GEO 2_UII-3	7400	266	1772	-9563	-5589
SP2	GEO 2_UII-4	5186	266	1772	-4273	-4570
SP2	GEO 3_UIII-1	7400	266	1772	-9563	-5589
SP2	GEO 3_UIII-2	4975	266	1772	-3263	-4473
SP2	GEO 3_UIII-3	7400	266	1772	-9563	-5589
SP2	GEO 3_UIII-4	5186	266	1772	-4273	-4570
SP2	GEO 4_UV-1	7400	266	1772	-9563	-5589
SP2	GEO 4_UV-2	4975	266	1772	-3263	-4473
SP2	GEO 4_UV-3	7400	266	1772	-9563	-5589
SP2	GEO 4_UV-4	5186	266	1772	-4273	-4570
SP2	STR 5_FI	4912	123	0	-3052	-1423
SP2	STR 6_FII-1	6405	143	345	-6690	-2883
SP2	STR 6_FII-2	4824	143	345	-2582	-2156
SP2	STR 6_FII-3	6405	143	345	-6690	-2883
SP2	STR 6_FII-4	4961	143	345	-3241	-2219
SP2	Sisma 1	4993	1110	1588	-5429	-3247
SP2	Sisma 2	4993	1809	1588	-7177	-3247
SP2	Sisma 3	4993	1025	1588	-4612	-3247
SP2	Sisma 4	4993	903	1381	-5325	-3143
SP2	Sisma 5	4993	1603	1381	-7074	-3143
SP2	Sisma 6	4993	335	898	-4268	-2902

14.3.3.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i risultati delle massime sollecitazioni ottenute a testa palo per le varie combinazioni

sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2879.5	739.1	420.4	5	3
S.2	609.1	580.0	414.3	1	38
S.3	2879.5	739.1	420.4	5	3
S.4	1367.7	670.8	492.9	5	35
T.1	2879.5	739.1	420.4	5	3
T.2	885.2	726.5	410.6	1	3

S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo
SP2 - STR 2_UII-1

S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
SP2 - Sisma 5

S.3: cond. di carico con Momento Massimo
SP2 - STR 2_UII-1

S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
SP2 - Sisma 2

T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
SP2 - STR 2_UII-1

T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
SP2 - STR 2_UII-1

14.4 LUNGHEZZA PALI

Sulla base dei risultati delle analisi delle palificate e del calcolo delle curve di capacità portante dei singoli pali nelle varie combinazioni di carico, nella tabella seguente si riportano le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione.

OPERA	PALIFICATA	L [m]	Q _d COMPRESSIONE kN	N _{MAX} COMPRESSIONE kN	FS
SPALLA 1	N°19 pali	19.0	3740	3311	1.13
PILA 1	N°10 pali	20.0	4132	3899	1.06
SPALLA 2	N°5 pali	16.0	3081	2880	1.07

15 VERIFICHE STRUTTURALI PALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. dei pali di fondazione, divise per Spalle e Pile, riprendendo le sollecitazioni sopra riportate. Si considera un copriferro pari a 7.5 cm desunta dall'EC2, cap.4.4.1.3, par. (4), dove è raccomandato tale valore "per le parti di struttura contro terra". Il calcestruzzo è di tipo Rck 32/40 (UNI 11104 classe esposizione XC2-XA2) ed una armatura:

Spalla 1: pari a n°36 ϕ 26 e spirale ϕ 12/20 per i primi 6.0 m e successivamente n°18 ϕ 26

Pila 1: pari a n°20 ϕ 20 e spirale ϕ 12/20

Spalla 2: pari a n°36 ϕ 26 e spirale ϕ 12/20 per i primi 6.0 m e successivamente n°18 ϕ 26

15.1 SPALLA 1

Sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	3311.1	596.2	247.7	11	5
S.2	-817.8	625.1	291.7	18	36
S.3	350.8	636.2	299.8	19	36
S.4	350.8	636.2	299.8	19	36
T.1	3310.0	597.9	248.8	9	5
T.2	-817.8	625.1	291.7	18	36

Sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE RARE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2454.2	441.7	183.5	11	9
S.2	-527.3	367.2	138.5	18	1
S.3	575.9	446.2	186.5	1	9
S.4	624.1	441.6	186.5	19	3
T.1	2453.1	442.8	184.3	11	5
T.2	-449.1	445.7	186.2	2	9

Sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE FREQUENTI

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2409.9	418.5	169.4	9	5
S.2	-527.3	367.2	138.5	18	1
S.3	561.2	423.0	172.4	19	5
S.4	582.2	419.6	172.4	19	3
T.1	2408.8	419.6	170.1	9	9
T.2	-451.8	422.5	172.1	18	5

Sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE QUASI PERMANENTI

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2297.9	357.6	132.0	9	1

S. 2	-522.9	362.5	135.2	18	1
S. 3	454.7	363.1	135.6	19	1
S. 4	454.7	363.1	135.6	19	1
T. 1	2297.9	357.6	132.0	9	1
T. 2	-522.9	362.5	135.2	18	1

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	90.65	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	36Ø26	(191.1 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	331110	59620	24770	0
2	-81780	62510	29170	0
3	35080	63620	29980	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	245420	44170
2	-52730	36720
3	57590	44620

4 -44910 44570

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	240990	41850 (96524)
2	-52730	36720 (27042)
3	56120	42300 (37372)
4	-45180	42250 (28071)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	229720	35760 (126619)
2	-52290	36250 (27024)
3	45470	36310 (36991)
4	-52290	36250 (27024)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm
Interferro massimo barre longitudinali: 5.9 cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe: 7.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	331110	59620	331098	239274	4.013	3.2	---	---	191.1 (18.2)
2	S	-81780	62510	-81792	190494	3.047	18.1	---	---	191.1 (18.2)
3	S	35080	63620	35096	210561	3.310	14.0	---	---	191.1 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00264	34.0	-0.00319	-34.0

2	0.00350	44.0	0.00215	34.0	-0.00706	-34.0
3	0.00350	44.0	0.00233	34.0	-0.00559	-34.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	24770	160077	57417	78.9 51.9	2.500	1.250	4.9
2	S	29170	140317	64595	76.9 58.4	2.500	1.000	5.1
3	S	29980	143188	62080	79.1 56.1	2.500	1.032	5.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	71.1	-44.0	0.0	44.0	-114	34.0	25.0	444	15.9	----
2	S	44.2	-44.0	0.0	44.0	-1267	34.0	25.0	2519	90.3	----
3	S	61.7	-44.0	0.0	44.0	-847	34.0	25.0	1926	69.0	----
4	S	55.4	-44.0	0.0	44.0	-1424	34.0	25.0	2519	90.3	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00013	0.00053		0.50	0.600.000034 (0.000034)	4190.014 (990.00)		90024	
2	S	-0.00076	0.00033		0.50	0.600.000380 (0.000380)	4190.159 (990.00)		27042	
3	S	-0.00054	0.00046		0.50	0.600.000254 (0.000254)	4190.106 (990.00)		37187	
4	S	-0.00086	0.00042		0.50	0.600.000427 (0.000427)	4190.179 (990.00)		28252	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	68.1	-44.0	0.0	44.0	-88	34.0	25.0	444	15.9	----
2	S	44.2	-44.0	0.0	44.0	-1267	34.0	25.0	2519	90.3	----
3	S	58.6	-44.0	0.0	44.0	-795	34.0	25.0	1926	69.0	----
4	S	52.3	-44.0	0.0	44.0	-1366	34.0	25.0	2519	90.3	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

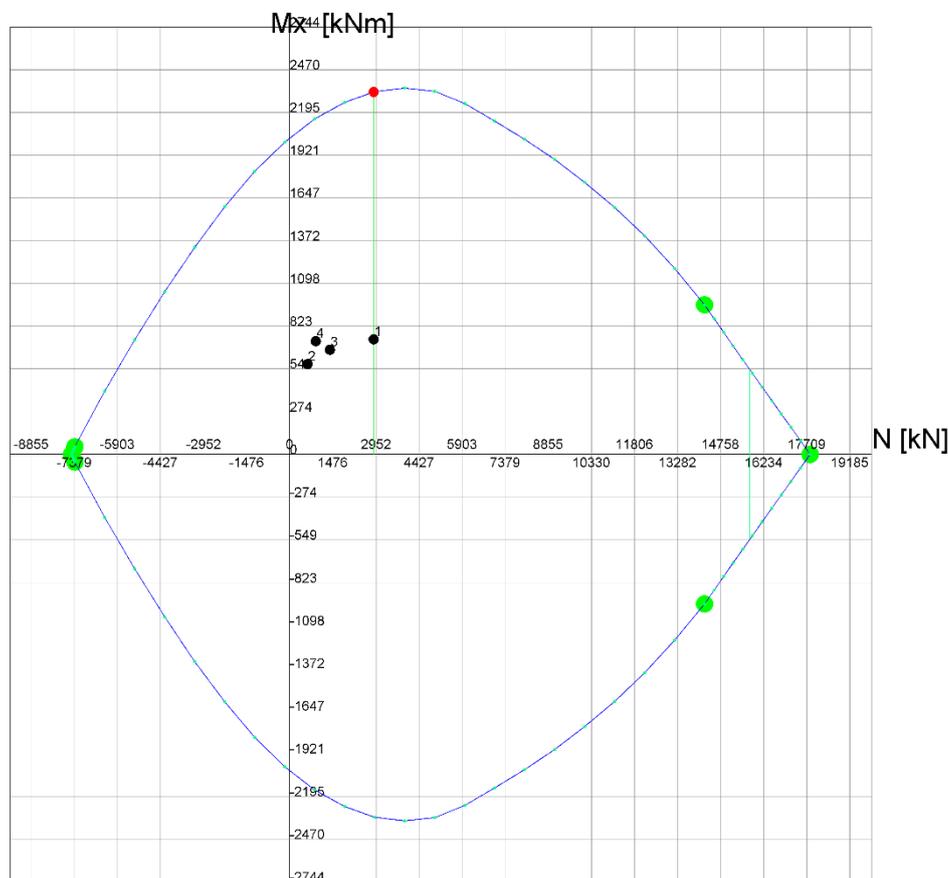
N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00011	0.00051		0.50	0.600.000026 (0.000026)	419	0.011 (0.30)	96524	
2	S	-0.00076	0.00033		0.50	0.600.000380 (0.000380)	419	0.159 (0.30)	27042	
3	S	-0.00050	0.00044		0.50	0.600.000238 (0.000238)	419	0.100 (0.30)	37372	
4	S	-0.00082	0.00039		0.50	0.600.000410 (0.000410)	419	0.172 (0.30)	28071	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	60.4	-44.0	0.0	44.0	-23	34.0	0.0	0	0.0	----
2	S	43.6	-44.0	0.0	44.0	-1252	34.0	25.0	2519	90.3	----
3	S	50.2	-44.0	0.0	44.0	-697	34.0	25.0	1926	69.0	----
4	S	43.6	-44.0	0.0	44.0	-1252	34.0	25.0	2519	90.3	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00082	0.00039		----	----	----	----	126619	
2	S	-0.00075	0.00033		0.50	0.400.000421 (0.000376)	419	0.177 (0.20)	27024	
3	S	-0.00044	0.00038		0.50	0.400.000209 (0.000209)	419	0.088 (0.20)	36991	
4	S	-0.00075	0.00033		0.50	0.400.000421 (0.000376)	419	0.177 (0.20)	27024	



15.2 PILA 1

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	3898.6	518.8	110.6	1	4
S.2	-498.0	298.6	87.8	10	11
S.3	1871.7	545.9	249.5	1	26
S.4	1871.7	545.9	249.5	1	26
T.1	3898.6	518.8	110.6	1	4
T.2	-201.0	545.9	249.5	2	26

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE RARE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2149.3	274.3	18.1	1	11
S.2	262.5	274.3	18.1	10	11
S.3	2149.3	274.3	18.1	1	11
S.4	1770.8	174.1	43.7	1	2
T.1	2149.3	274.3	18.1	1	11
T.2	262.5	274.3	18.1	10	11

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE FREQUENTI

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1892.3	199.8	18.5	1	11
S.2	519.5	199.8	18.5	10	11
S.3	1892.3	199.8	18.5	1	11
S.4	1770.8	174.1	43.7	1	2
T.1	1892.3	199.8	18.5	1	11
T.2	519.5	199.8	18.5	10	11

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE QUASI PERMANENTI

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1769.0	175.0	46.3	1	4
S.2	641.6	175.0	46.3	10	4
S.3	1769.0	175.0	46.3	1	4
S.4	1769.0	175.0	46.3	1	4
T.1	1769.0	175.0	46.3	1	4
T.2	641.6	175.0	46.3	10	4

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	90.65	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	

Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø20	(62.8 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	9.7	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	389860	51880	11060	0
2	-49800	29860	8780	0
3	187170	54590	24950	0
4	-20100	54590	24950	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	214930	27430
2	26250	27430
3	177080	17410

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	189230	19980 (0)
2	51950	19980 (34022)
3	177080	17410 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	176900	17500 (0)
2	64160	17500 (41039)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	10.7	cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe:	7.5	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm ²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	389860	51880	389887	142088	2.739	1.7	---	---	62.8 (18.2)
2	S	-49800	29860	-49789	65823	2.204	27.5	---	---	62.8 (18.2)
3	S	187170	54590	187151	119797	2.194	13.5	---	---	62.8 (18.2)
4	S	-20100	54590	-20117	74097	1.357	25.8	---	---	62.8 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00270	34.3	-0.00298	-34.3
2	0.00350	44.0	0.00144	34.3	-0.01313	-34.3
3	0.00350	44.0	0.00239	34.3	-0.00550	-34.3
4	0.00350	44.0	0.00163	34.3	-0.01160	-34.3

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	20.0	cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m [Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione

Ast		Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]									
N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw				ASt
1	S	11060	159040	57106	78.9 51.6	2.500	1.250				2.2
2	S	8780	135785	71618	67.1 64.7	2.500	1.000				1.4
3	S	24950	162718	62212	79.1 56.2	2.500	1.170				4.5
4	S	24950	139778	70000	70.7 63.3	2.500	1.000				4.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	65.2	-44.0	0.0	44.0	54	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	64.4	-44.0	0.0	44.0	-1466	34.3	24.3	2342	28.3	----
3	S	47.1	-44.0	3.3	44.0	122	34.3	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00000	0.00000		----	----	----	----	212143	
2	S	-0.00088	0.00048		0.50	0.600.000440 (0.000440)	5770.254 (990.00)		26926	
3	S	0.00002	0.00035		----	----	----	----	0	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	52.1	-44.0	1.8	44.0	110	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	43.8	-44.0	0.0	44.0	-559	34.3	24.3	1822	22.0	----
3	S	47.1	-44.0	3.3	44.0	122	34.3	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

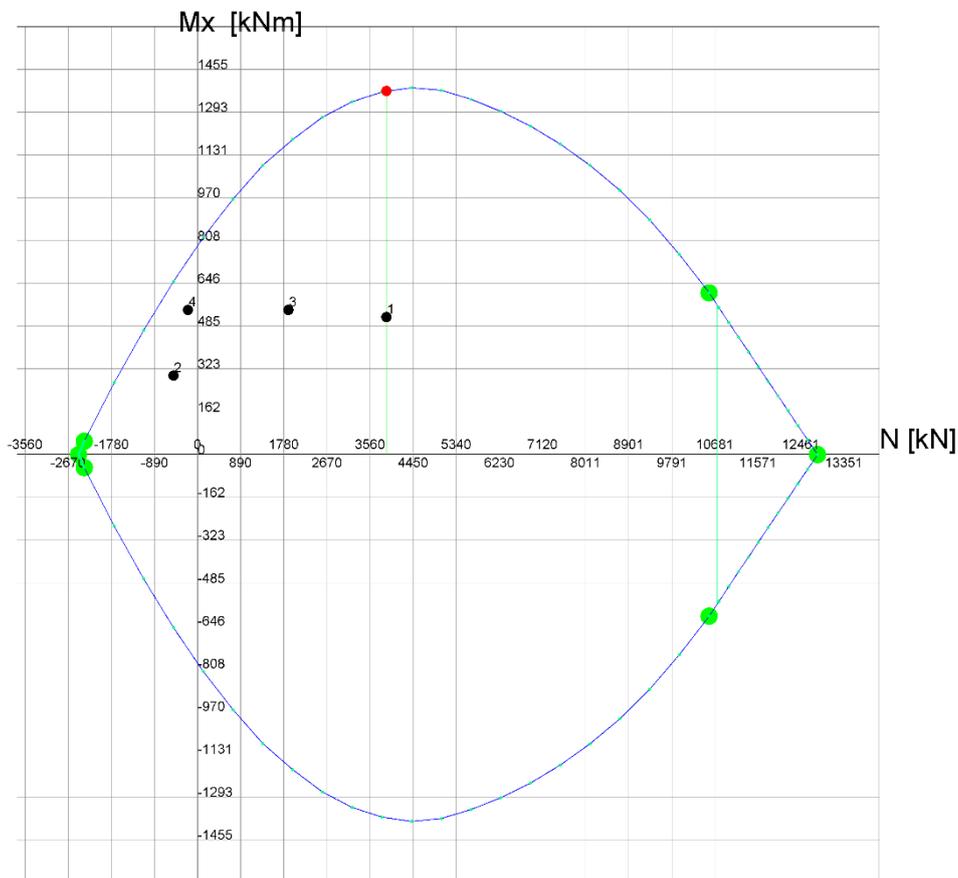
N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00001	0.00039		----	----	----	----	0	
2	S	-0.00035	0.00033		0.50	0.600.000168 (0.000168)	577	0.097 (0.30)	34022	
3	S	0.00002	0.00035		----	----	----	----	0	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	47.2	-44.0	3.2	44.0	120	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	36.8	-44.0	0.0	44.0	-284	34.3	24.3	1822	22.0	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00002	0.00035		---	---	---	---		0
2	S	-0.00019	0.00028		0.50	0.400.000085	(0.000085)	577	0.049 (0.20)	41039



15.3 SPALLA 2

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2879.5	739.1	420.4	5	3
S.2	609.1	580.0	414.3	1	38
S.3	2879.5	739.1	420.4	5	3
S.4	1367.7	670.8	492.9	5	35
T.1	2879.5	739.1	420.4	5	3
T.2	885.2	726.5	410.6	1	3

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE RARE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	3253.0	710.9	302.9	3	3
S.2	-719.9	712.1	301.5	2	3

S.3	1437.3	713.9	300.4	1	3
S.4	2003.7	707.5	305.2	5	3
T.1	3253.0	710.9	302.9	3	3
T.2	-719.9	712.1	301.5	2	3

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE FREQUENTI

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2983.2	639.2	280.1	3	3
S.2	-403.7	440.4	278.8	2	3
S.3	1366.4	642.2	277.7	1	3
S.4	1821.6	635.8	282.4	5	3
T.1	2983.2	639.2	280.1	3	3
T.2	-603.7	640.4	278.8	2	3

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE QUASI PERMANENTI

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2110.2	388.5	208.2	3	3
S.2	-205.4	389.0	207.7	2	3
S.3	1184.6	389.8	207.2	1	3
S.4	1185.3	303.7	233.6	5	1
T.1	2110.2	388.5	208.2	3	3
T.2	-205.4	389.0	207.7	2	3

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	90.65	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	36Ø26	(191.1 cm ²)

Coprif.(dal baric. barre): 10.0 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	287590	73910	42040	0
2	60910	58000	41430	0
3	136770	67080	49290	0
4	88520	72650	41060	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	325300	71090
2	-71990	71210
3	143730	71390

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	298320	63920 (69453)
2	-40370	44040 (28524)
3	136640	64220 (42027)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	211020	38850 (86436)
2	-20540	38900 (29744)
3	118460	38980 (48966)
4	-20540	38900 (29744)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm
Interferro massimo barre longitudinali: 5.9 cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe: 7.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)

Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
 As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	287950	73910	287584	237274	3.210	4.7	---	---	191.1 (18.2)
2	S	60910	58000	60922	214433	3.697	13.0	---	---	191.1 (18.2)
3	S	136770	67080	136751	224122	3.341	10.3	---	---	191.1 (18.2)
4	S	88520	72650	88545	218500	3.008	12.0	---	---	191.1 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00261	34.0	-0.00345	-34.0
2	0.00350	44.0	0.00237	34.0	-0.00531	-34.0
3	0.00350	44.0	0.00246	34.0	-0.00460	-34.0
4	0.00350	44.0	0.00241	34.0	-0.00503	-34.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 11.3 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
 Vcd Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
 Vwd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 bw|z Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
 Ctg Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna
 Acw Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Ast Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	AST
1	S	42040	162125	58032	79.1 52.5	2.500	1.250	8.2
2	S	41430	145391	61687	79.1 55.8	2.500	1.055	7.6
3	S	49290	152500	60285	79.7 54.5	2.500	1.124	9.2
4	S	41060	147656	61254	79.0 55.4	2.500	1.080	7.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	109.3	-44.0	0.0	44.0	-371	34.0	25.0	1037	37.2	----
2	S	88.4	-44.0	0.0	44.0	-2277	34.0	25.0	2519	90.3	----
3	S	101.0	-44.0	0.0	44.0	-1094	34.0	25.0	1926	69.0	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00031	0.00082		0.50	0.600.000111 (0.000111)	4190.047 (990.00)		67863	
2	S	-0.00137	0.00066		0.50	0.600.000831 (0.000683)	4190.349 (990.00)		28243	
3	S	-0.00071	0.00076		0.50	0.600.000328 (0.000328)	4190.138 (990.00)		41293	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	98.7	-44.0	0.0	44.0	-317	34.0	25.0	1037	37.2	----
2	S	55.0	-44.0	0.0	44.0	-1384	34.0	25.0	2519	90.3	----
3	S	91.1	-44.0	0.0	44.0	-949	34.0	25.0	1926	69.0	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

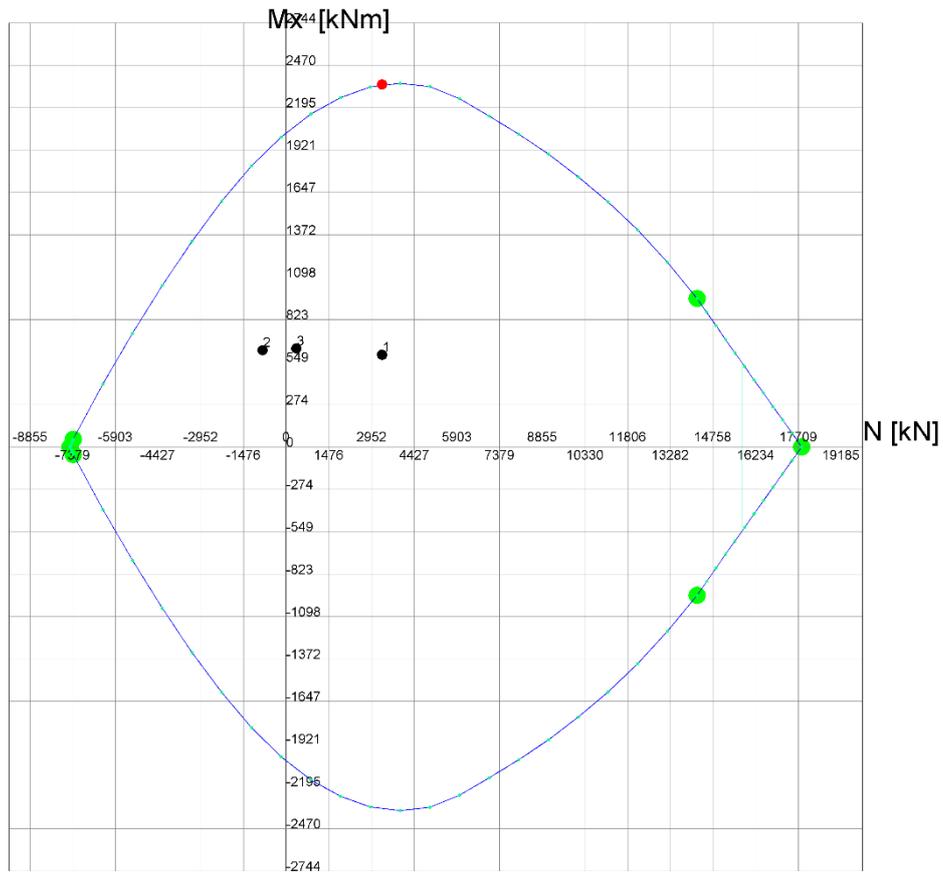
N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00027	0.00074		0.50	0.600.000095 (0.000095)	419 0.040 (0.30)		69453	
2	S	-0.00083	0.00041		0.50	0.600.000415 (0.000415)	419 0.174 (0.30)		28524	
3	S	-0.00062	0.00068		0.50	0.600.000285 (0.000285)	419 0.119 (0.30)		42027	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	62.2	-44.0	0.0	44.0	-112	34.0	25.0	741	26.5	----
2	S	49.8	-44.0	0.0	44.0	-1134	34.0	25.0	2222	79.6	----
3	S	56.8	-44.0	0.0	44.0	-417	34.0	25.0	1630	58.4	----
4	S	49.8	-44.0	0.0	44.0	-1134	34.0	25.0	2222	79.6	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00012	0.00047		0.50	0.400.000034 (0.000034)	419 0.014 (0.20)		86436	
2	S	-0.00069	0.00037		0.50	0.400.000362 (0.000340)	419 0.152 (0.20)		29744	
3	S	-0.00029	0.00043		0.50	0.400.000125 (0.000125)	419 0.052 (0.20)		48966	
4	S	-0.00069	0.00037		0.50	0.400.000362 (0.000340)	419 0.152 (0.20)		29744	



16 CARICO LIMITE TRASVERSALE

Per verificare il carico limite trasversale, si considerano i pali incastrati in sommità.

Si considera la seguente armatura:

- Spalla 1: pari a n°36 ϕ 26 e spirale ϕ 12/20
- Pila 1: pari a n°20 ϕ 20 e spirale ϕ 12/20
- Spalla 2: pari a n°36 ϕ 26 e spirale ϕ 12/20

Si verifica facilmente, di seguito, che il comportamento di rottura è a "pali lunghi", cioè la rottura si verifica con la formazione di due cerniere plastiche, una in testa ed una più in profondità lungo il fusto.

Essendo il modello di verifica al carico limite orizzontale di tipo semplificato (Broms, 1964), essendo i pali di fondazione immersi in terreni incoerenti, come detto essendo il modello di rottura a "palo lungo", si eseguono le seguenti verifiche adottando, come previsto da normativa (par. 6.4.3.1.2) l'Approccio 2.

16.1 SPALLA 1

Considerando l'armatura suddetta, il taglio massimo $T_{max} = 300.0$ kN si ha con uno sforzo normale minimo pari a $N_{min} = 351$ kN. Da cui il momento di plasticizzazione risulta $M_y = 1960$ kNm. Per la verifica si considera la testa palo all'interno dell'Unità litoide Sa2(aa) che essendo alterata si considera di tipo coesivo. Da cui:

Carico Limite Orizzontale di un PALO in terreni COESIVI			
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA			
Cu =	150	kPa	coesione non drenata
d =	0.88	m	diametro palo
L =	19	m	lunghezza palo
My =	1960	kNm	momento di plasticizzazione della sezione
$\gamma_T =$	1	R1	
	1.6	R2	
	1.3	R3	
$\epsilon_4 =$	1.7	Fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate	
Palo CORTO	$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$		H _{LIM1} = 21004 kN
Palo INTERMEDIO	$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4.5}$		H _{LIM2} = 8004 kN
Palo LUNGO	$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$		H _{LIM3} = 1863 kN
			H _{LIM} = min(H _{LIM1} , H _{LIM2} , H _{LIM3}) = 1863 kN
	R1	HFS _{UM} = 1096	kN
	R2	HFS _{UM} = 685	kN
	R3	HFS _{UM} = 843	kN

Come riportato di seguito, si ottiene una resistenza trasversale di progetto pari a:

$$H_d = 843 \text{ kN} > H_{\text{PROG.}} = 300 \text{ kN}$$

16.2 PILA 1

Considerando l'armatura suddetta, il taglio massimo $T_{\text{max}} = 250.0 \text{ kN}$ si ha con uno sforzo normale minimo pari a $N_{\text{min}} = -201 \text{ kN}$. Da cui il momento di plasticizzazione risulta $M_y = 750 \text{ kNm}$.

Per la verifica si considera la testa palo all'interno dell'Unità Aa incoerente. Da cui:

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

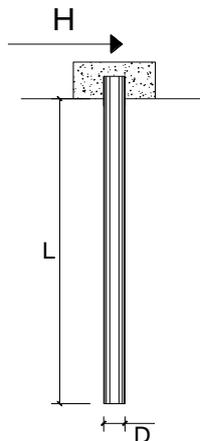
k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$



DATI DI INPUT:

L =	20.00	(m)
D =	0.88	(m)
M_y =	750.00	(kN m)
F_s =	2.21	(-)
φ' =	38.00	(°)
k_p =	4.20	(-)
γ =	19.00	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 =	42171.98	(kN)	H1/F_s =	19082.34	(kN)
-------------	----------	------	------------------------------	----------	------

Palo intermedio:

H2 =	14094.83	(kN)	H2/F_s =	6377.75	(kN)
-------------	----------	------	------------------------------	---------	------

Palo lungo:

H3 =	811.43	(kN)	H3/F_s =	367.16	(kN)
-------------	--------	------	------------------------------	--------	------

H = min(H1, H2, H3) =	811.43 (kN)	palo lungo
------------------------------	--------------------	-------------------

Come riportato di seguito, si ottiene una resistenza trasversale di progetto pari a:

$$H_d = 367 \text{ kN} > H_{\text{PROG.}} = 250.0 \text{ kN}$$

16.3 SPALLA 2

Considerando l'armatura suddetta, il taglio massimo $T_{\text{max}} = 493 \text{ kN}$ si ha con uno sforzo normale minimo pari a $N_{\text{min}} = 1368 \text{ kN}$. Da cui il momento di plasticizzazione risulta $M_y = 2200 \text{ kNm}$.

Per la verifica si considera la testa palo all'interno dell'Unità Ab incoerente. Da cui:

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

ϕ' = angolo di attrito del terreno

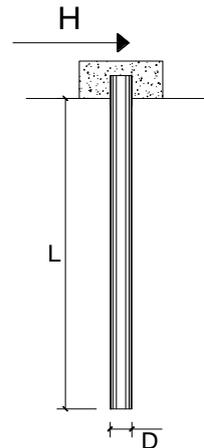
k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$



DATI DI IMPUT:

$L =$	16.00	(m)
$D =$	0.88	(m)
$M_y =$	2200.00	(kN m)
$F_s =$	2.21	(-)
$\phi' =$	30.00	(°)
$k_p =$	3.00	(-)
$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)

Palo corto:

$H1 =$	19261.44	(kN)	$H1/F_s =$	8715.58	(kN)
--------	----------	------	------------	---------	------

Palo intermedio:

$H2 =$	6557.98	(kN)	$H2/F_s =$	2967.41	(kN)
--------	---------	------	------------	---------	------

Palo lungo:

$H3 =$	1485.88	(kN)	$H3/F_s =$	672.35	(kN)
--------	---------	------	------------	--------	------

$H = \min(H1, H2, H3) = 1485.88 \text{ (kN)}$ palo lungo

Come riportato di seguito, si ottiene una resistenza trasversale di progetto pari a:

$$H_d = 672 \text{ kN} > H_{\text{PROG.}} = 493.0 \text{ kN}$$

17 CEDIMENTO PALI DI FONDAZIONE

Le spalle e le pile del nuovo ponte Ermena sono attestate su pali di grande diametro $D=880\text{mm}$ di lunghezza compresa tra 16.0 e 20.0 m. In particolare la Spalla 1 è costituita da n°19 pali di lunghezza pari a 19.0 m e la Spalla 2 da n°5 pali di lunghezza pari a 16.0 m.

La Pila è costituita da n°10 pali di lunghezza 20.0 m.

17.1 CEDIMENTI PALI SINGOLI E GRUPPO

In particolare la curva carico-cedimento del singolo palo è stata determinata per la Pila 1 che presenta i carichi maggiori.

La valutazione della curva carico-cedimento del palo isolato è stata effettuata con il programma APAL che utilizza il metodo delle curve di trasferimento riferite al fusto ed alla base dei pali sviluppate da Reese e O'Neill (curve t-s e q-s). In base a tale metodo:

- il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso in conci, caratterizzato da un modulo elastico E_p ;
- il legame tra palo e terreno viene schematizzato come indicato in Figura 26; le curve di trasferimento per adesione laterale sono di tipo bilaterale (vedasi Figura 27), definite dal valore limite della τ nel punto considerato e dallo spostamento relativo limite tra palo e terreno. Lo spostamento limite è stato assunto per i terreni in esame pari a 5 mm, in accordo con numerose risultanze sperimentali disponibili in bibliografia.
- la curva di trasferimento per la base è di tipo iperbolico (vedasi Figura 27). Si ipotizza che la portata di base limite venga raggiunta per una frazione k del diametro D del palo. L'interpolazione delle curve per le sabbie (Duncan e Champ) e per le argille (Burland – Whitaker) risulta soddisfacente adottando le seguenti relazioni:

$$P_b = [Q_{bl} / 0.9 \cdot E_{si} \cdot s] / [(Q_{bl} / 0.9) + (E_{si} \cdot s)]$$

dove:

$$E_{si} = (Q_{bl} / 0.9) / C \cdot k \cdot D$$

$Q_{bl} / 0.9$ = portata limite teorica asintotica

s = spostamento generico

C = coefficiente caratteristico della curva

D = diametro del palo.

La curva di base è dunque definita dalla portata limite, dal coefficiente k che determina lo spostamento limite e da C che influenza la forma della curva iperbolica.

I valori di tensione laterale limite e di portata di base limite adottati per la definizione delle curve carico - cedimento, sono quelli utilizzati per la capacità portante dei pali e riportati nella Relazione Geotecnica nel paragrafo di dimensionamento dei pali di fondazione.

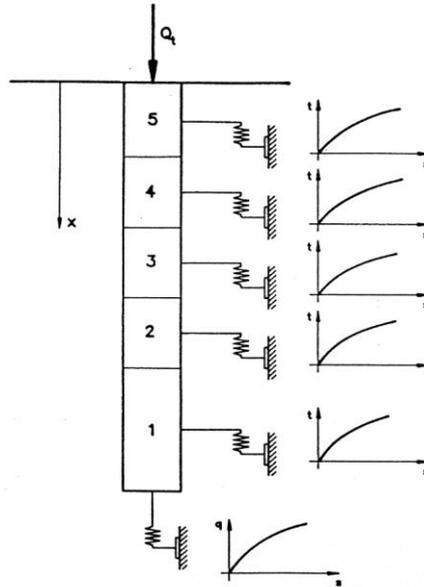


Figura 26. Legame ideale palo-terreno

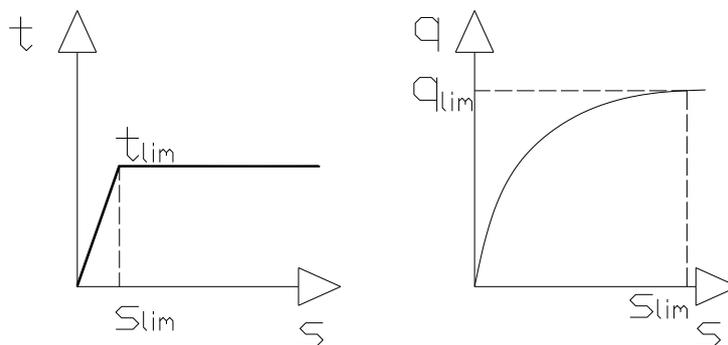


Figura 27. Curve di trasferimento (laterale e base)

La curva carico-cedimento del palo isolato è stata determinata assegnando diversi valori di carico in sommità ed ottenendo i corrispondenti valori di cedimento.

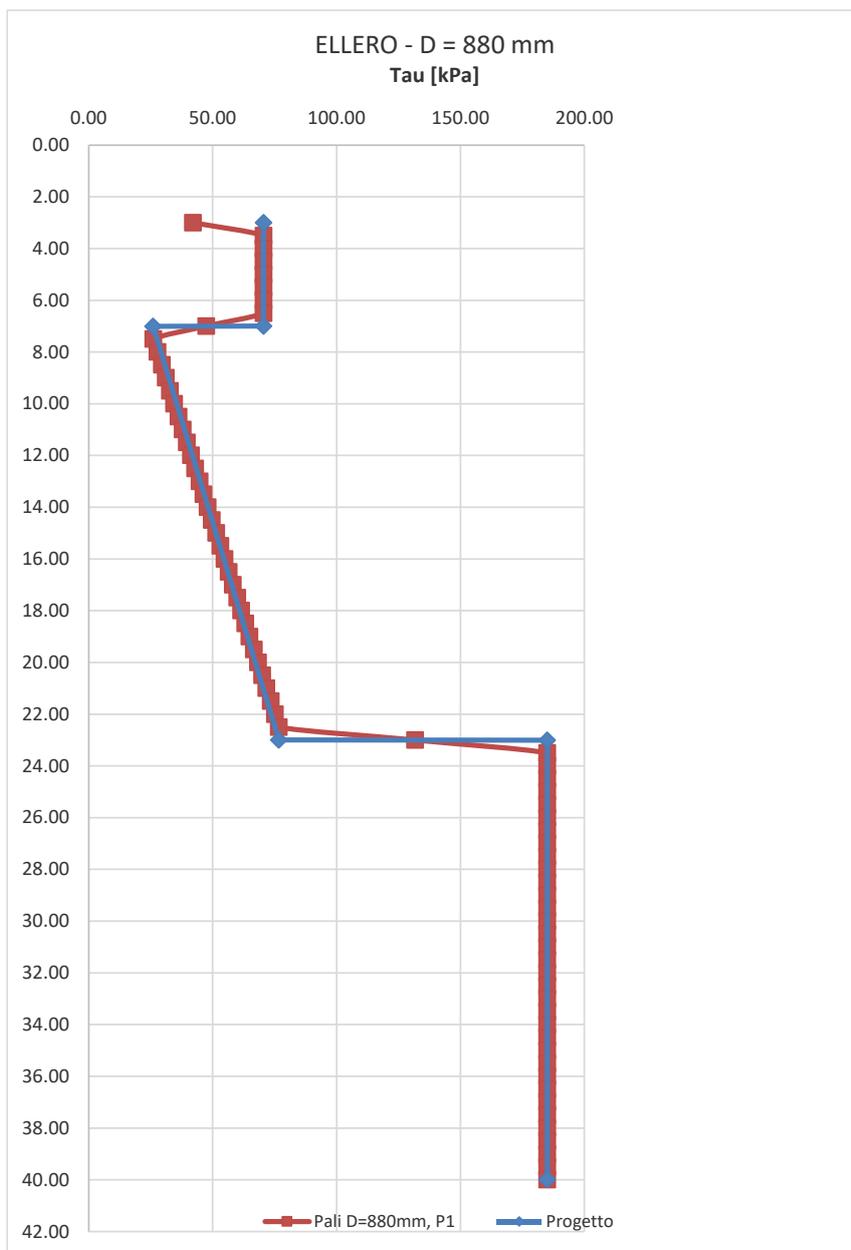
Per la determinazione della curva carico-cedimento in presenza di attrito negativo si è proceduto nel seguente modo:

- determinazione della curva carico-cedimento assumendo il diagramma di cedimento totale;
- tale diagramma di cedimenti è stato applicato a partire da testa palo;
- l'andamento delle tensioni tangenziali, assunte lungo il fusto del palo a partire dal p.c., è quello utilizzato per il calcolo della portanza dei pali;
- determinazione del cedimento, a carico nullo, considerando il diagramma di cedimento totale;

- costruzione della curva carico-cedimento. Tale curva carico-cedimento verrà utilizzata al fine di verificare che in presenza del massimo carico assiale agente sul palo in SLE il cedimento sia compatibile con la funzionalità delle sovrastrutture.

17.1.1 PILA 1

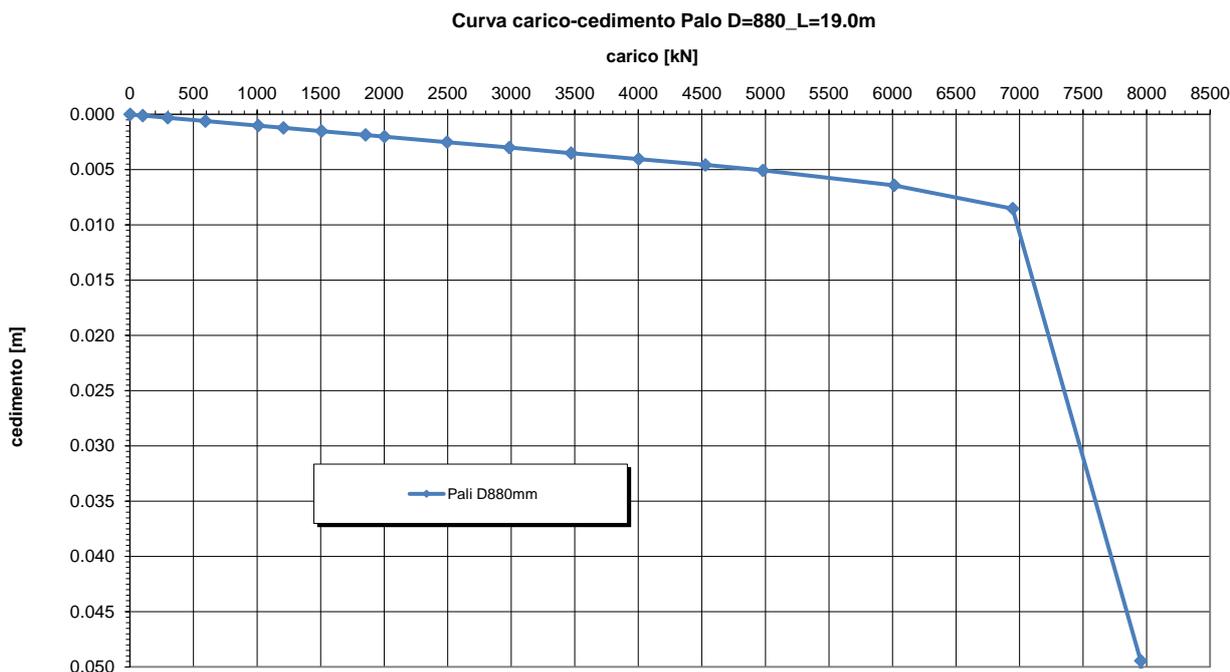
Nella figura seguente si riporta l'andamento della Tau adottata per determinare la curva carico-cedimento. Inoltre si considera una $q_b = 2410 \text{ kN/m}^2$.



Da cui si ottiene un andamento del cedimento in funzione del carico variabile secondo la legge riportata nella tabella seguente e rappresentata nella figura seguente.

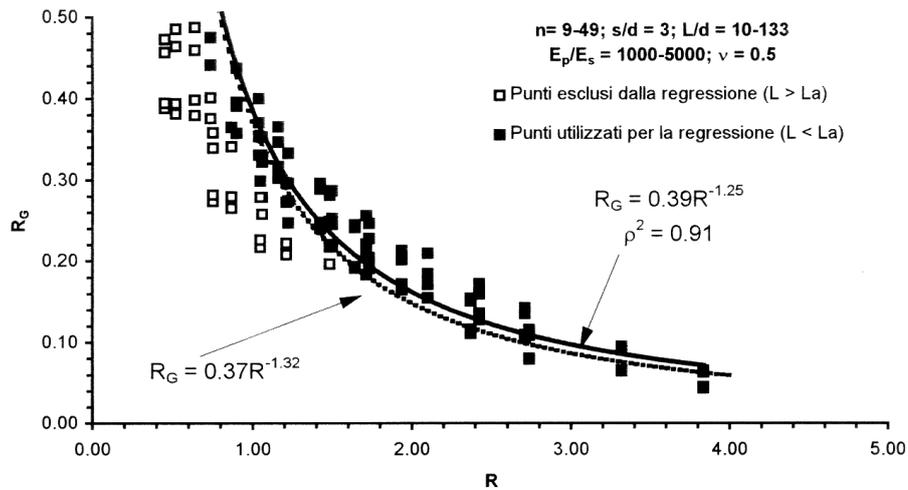
Pali D880mm L=19.0 m

carico kN	spostamento mm	spostamento m
0.8	0	0
99.9	0.1	0.0001
297.8	0.3	0.0003
594.2	0.6	0.0006
1008.3	1.01	0.00101
1208.2	1.21	0.00121
1507	1.51	0.00151
1854.1	1.86	0.00186
2002.4	2.01	0.00201
2494.7	2.51	0.00251
2984.1	3	0.003
3470.8	3.5	0.0035
4003.3	4.04	0.00404
4528.6	4.57	0.00457
4980	5.06	0.00506
6013	6.42	0.00642
6946	8.52	0.00852
7954	49.45	0.04945
8102	93.6	0.0936



Questo permette di stimare un cedimento del singolo palo sottoposto ad un carico di esercizio massimo SLE =2627 kN pari a circa 2.70 mm.

Per stimare il cedimento del gruppo di pali facente parte della palificata si adotta la correlazione riportata in Mandolini, Russo, Viaggiani (vedasi figura seguente) basata sul confronto parametrico di evidenze sperimentali. Nel grafico viene rappresentato: $RG = EG / n$.



In ascissa, il parametro geometrico R (modified aspect ratio) tiene conto della geometria della fondazione (s: interasse dei pali; L: lunghezza; n: numero di pali). Si ha:

$$R = (n \cdot s / L)^{0.5} = (10 \cdot 2.7 / 19)^{0.5} \cong 1.19$$

$$R_G = 0.39 \cdot R^{-1.25} \cong 0.313$$

$$E_G = R_G \cdot n = 0.313 \cdot 10 \cong 3.13$$

fattore amplificativo del gruppo di pali

Pertanto il **cedimento del gruppo di pali risulta pari a: $E_G \cdot \delta_{Singolo} = 3.13 \cdot 2.70 = 8.45 \text{ mm}$.**

I cedimenti assoluti così stimati, risultano compatibili con la tipologia d'opera.

18 STABILITA' SCAVI PROVVISORIALI

Per le verifiche si adottano i criteri nel seguito descritti, in accordo al DM 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC). In particolare si considera l'instabilità globale dell'insieme terreno-opera (A2+M2+R2). Le verifiche sono state condotte con il software SLOPE/W della Geo-Slope International, vers. 2019 R2, adottando le seguenti condizioni:

- statica drenata:
 - parametri drenati di resistenza al taglio per tutte le unità geotecniche considerate
 - caso 1: falda come da profilo

I parametri geotecnici di riferimento per le verifiche, sono riportati nella tabella seguente.

Unità	γ (kN/m ³)	M1		M2	
		φ'_k (°)	c'_k (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)
R	17.5	26	2	21	1
Aa	19.0	38	0	31	0
Sa	20.5	30	25	24	20

Nel seguito sono riportate le figure di output del programma di calcolo con riportati:

- il modello di calcolo;
- il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità;

Le verifiche risultano soddisfatte, come riassunte nella tabella seguente in quanto tutte FS > 1.1.

Condizione	FS
Scavo provvisoriale	4.455

