



PROVINCIA DI CHIETI

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO DELLE S.S. 81-84
TRATTO GUARDIAGRELE-EST
INNESTO S.S. 652 "VAL DI SANGRO"

LOTTO I

RESPONSABILE PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

Prof. Dott. Ing. Marco Petrangeli
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 18744

Dott. Ing. Giovanni Zallocco
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 5745

COORDINAMENTO ATTIVITA' IN LOCO:

Dott. Arch. Mariano Strizzi
Iscritto Albo Architetti Provincia di Chieti n° 97

PROGETTAZIONE:

A.T.I.

mandataria

SILEC S.p.A.

Divisione Progettazione e Studi

mandanti



SELPRO

TECNOPROJECT

EM./RE.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
0	SETTEMBRE'03	EMISSIONE	M.AGOGLIARO	C.ANDREOCCI	M.PETRANGELI

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotti

Viadotto Laio - Sottostrutture e fondazioni

Relazione tecnica e di predimensionamento

SCALA : -

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

C L

OPERA/DISCIPLINA

V I O 5

PROGR.

0 0 1

REV.

A

INDICE

1. PREMESSA	5
2. NORMATIVE.....	5
3. MATERIALI IMPIEGATI.....	6
3.1. CARATTERISTICHE	6
3.2. TENSIONI DI CALCOLO	6
4. VERIFICA DELLE PILE.....	7
4.1. SOLLECITAZIONI	7
VERIFICHE	13
VERIFICHE	14
4.1.1. Armature delle pile	14
4.1.2. Stato limite ultimo.....	14
4.1.3. Stato limite di esercizio	15
4.1.4. Sezione 4 – Combinazione 1 (statica).....	16
4.1.5. Sezione 6 – Combinazione 5 (sismica).....	17
4.1.6. Sezione 7 – Combinazione 5 (sismica).....	18
5. VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE.....	19
5.1. VERIFICA AI CARICHI ASSIALI	19
5.1.1. Pila 1 (5 pali)	20
5.1.2. Pila 2 (6 pali)	21
5.1.3. Pila 3 (6 pali)	22
5.1.4. Pila 4 (8 pali)	23
5.1.5. Pila 5 (8 pali)	24
5.1.6. Pila 6 (9 pali)	25
5.1.7. Pila 7 (9 pali)	26
5.1.8. Pila 8 (8 pali)	27
5.1.9. Pila 9 (6 pali)	28
5.1.10. Pila 10 (6 pali)	29
5.1.11. Pila 11 (6 pali)	30
5.1.12. Pila 12 (6 pali)	31
5.2. VERIFICA CON IL "CAPACITY DESIGN"	32
5.3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (S.L.U.).....	34
5.3.1. Palo A ($\Phi=1200$ mm)	35
5.3.2. Palo B ($\Phi=1200$ mm)	36
5.3.3. Palo C ($\Phi=1500$ mm)	37
5.3.4. Palo D ($\Phi=1500$ mm).....	38
6. VERIFICA DEI PLINTI	39
6.1. VERIFICA A FLESSIONE (S.L.U.).....	39
6.2. VERIFICA A TAGLIO (S.L.U.)	40
6.2.1. Plinto a 5 pali.....	42
6.2.2. Plinto a 6 pali.....	43
6.2.3. Plinto a 8 pali.....	44
6.2.4. Plinto a 9 pali.....	46
6.3. VERIFICA A PUNZONAMENTO (S.L.U.)	47
6.3.1. Plinto a 5 pali.....	47
6.3.2. Plinto a 6 pali.....	47
6.3.3. Plinto a 8 pali.....	47
6.3.4. Plinto a 9 pali.....	47

7. LE SPALLE	48
7.1. SPALLA A	49
7.1.1. <i>Analisi dei carichi</i>	51
7.1.2. <i>Determinazione delle sollecitazioni e verifiche</i>	53
7.2. SPALLA B	57
7.2.1. <i>Analisi dei carichi</i>	59
7.2.2. <i>Determinazione delle sollecitazioni e verifiche</i>	61
8. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	65
8.1. INQUADRAMENTO E SCHEMA GEOTECNICO	65
8.2. RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	66
8.3. OPERE PROVVISORIALI	66
9. APPENDICE.....	68

1. Premessa

Nella presente relazione vengono riportati i calcoli e le verifiche relativi alle sottostrutture del viadotto Laio, della Transcollinare Piceno-Aprutina.

Per quanto riguarda la determinazione delle azioni al piano degli appoggi si rimanda alla relazione dell'impalcato (D1-RT-VI00-001.doc) in cui è esplicitata l'analisi dei carichi e il modello di calcolo agli elementi finiti.

2. Normative

I calcoli sono stati eseguiti nel rispetto della seguente normativa italiana vigente:

- Legge 5-1-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica"
- DM 4 Maggio 1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e il collaudo dei ponti stradali"
- D.M. del 9-1-1996 riguardante: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. del 16-1-1996 riguardante: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circolare del 4-7-1996 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M del 16-1-1996
- Circolare del 15-10-1996 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. del 9-1-1996
- Ordinanza n. 3274 del 8-5-2003 riguardante: "Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti"

Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si è inoltre fatto riferimento alla normativa Europea:

- UNI ENV 1998-2: Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Ponti

3. Materiali impiegati

3.1. Caratteristiche

- Calcestruzzo per le pile tipo Rck 40MPa
- Calcestruzzo per le spalle e le fondazioni tipo Rck 35MPa
- Calcestruzzo per i pali tipo Rck 25MPa
- Acciaio in barre FeB 44k

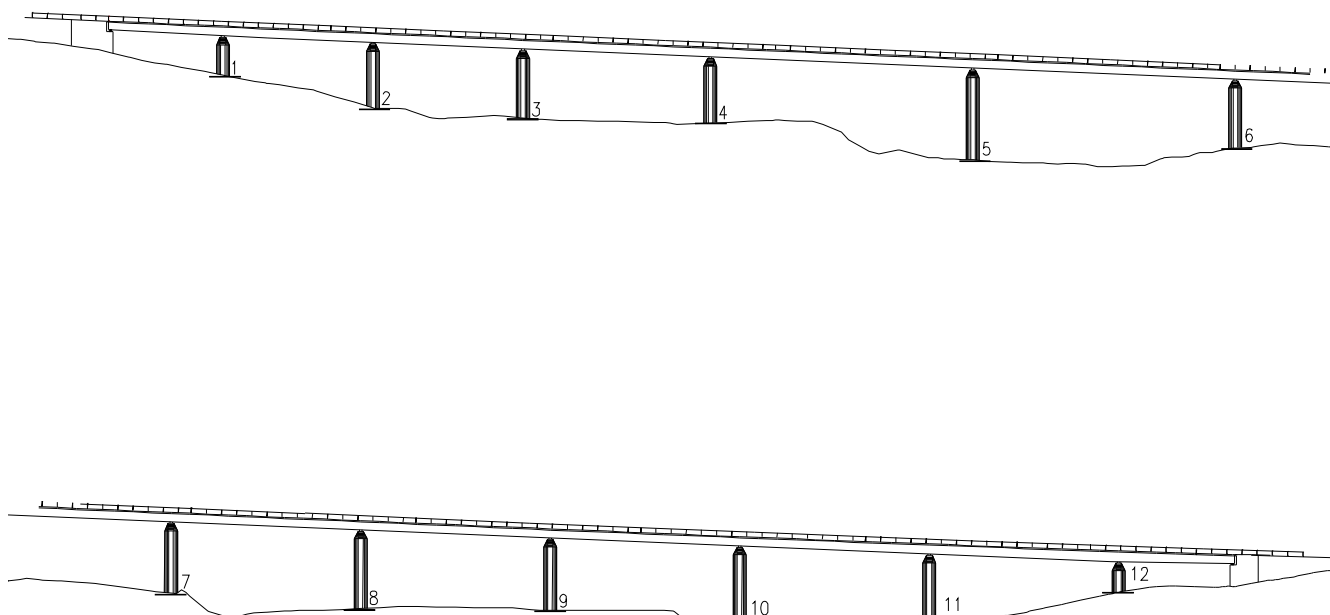
3.2. Tensioni di calcolo

- Calcestruzzo tipo Rck 40MPa
 - $f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{cd} = 20.75 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_{c,esercizio} = 19.92 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
- Calcestruzzo tipo Rck 35MPa
 - $f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{cd} = 18.16 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_{c,esercizio} = 17.43 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
- Calcestruzzo tipo Rck 25MPa
 - $f_{ck} = 20.75 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{cd} = 12.97 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_{c,esercizio} = 12.45 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
- Acciaio in barre FeB 44k
 - $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_{a,esercizio} = 301 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
 - $\sigma_{amm} = 255 \text{ N/mm}^2$

4. Verifica delle pile

4.1. Sollecitazioni

Ai fini delle verifiche sono state considerate le seguenti sezioni di verifica:



La convenzione adottata per gli sforzi normali è quella di indicare col segno negativo le sollecitazioni di compressione. Per le tensioni vale invece la convenzione opposta per cui sono positive le tensioni di compressione e negative quelle di trazione, tanto nel calcestruzzo quanto nell'acciaio.

Sono state considerate le seguenti sei combinazioni di carico per determinare le sollecitazioni alla base di ogni pila:

1 valori più sfavorevoli dovuti alla combinazione di:

- Peso proprio
- Pesi permanenti portati
- Ritiro
- Dilatazione/contrazione termica
- Gradiente termico (positivo)
- Attrito
- Vento

Pila	Combinazione 1									
	SLE					SLU				
	N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
1	-8634	0	629	8401	0	-12950	0	944	12601	0
2	-8892	0	772	14605	0	-13337	0	1157	21908	0
3	-9082	0	883	18587	0	-13623	0	1324	27880	0
4	-13158	0	1274	27772	0	-19737	0	1911	41657	0
5	-16280	0	1006	25809	0	-24420	0	1509	38713	0
6	-13218	390	1339	30730	9400	-19827	585	2009	46094	14100
7	-10108	321	1078	24096	7906	-15163	481	1618	36144	11859
8	-11211	0	925	20406	0	-16816	0	1388	30609	0
9	-10644	0	982	20811	0	-15965	0	1473	31216	0
10	-10760	0	871	18533	0	-16140	0	1307	27800	0
11	-10753	0	864	16313	0	-16129	0	1297	24470	0
12	-10715	0	982	12248	0	-16073	0	1473	18372	0

2 valori più sfavorevoli dovuti alla combinazione di:

- Peso proprio
- Pesi permanenti portati
- Ritiro
- Dilatazione/contrazione termica
- Gradiente termico (positivo)
- Attrito
- Carichi mobili
- 60% Vento

Pila	Combinazione 2									
	SLE					SLU				
	N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
1	-11590	0	510	5269	0	-17385	0	765	7904	0
2	-12104	0	362	9028	0	-18156	0	543	13543	0
3	-12643	0	478	11548	0	-18965	0	717	17323	0
4	-17705	0	529	17319	0	-26558	0	794	25979	0
5	-21296	0	798	16185	0	-31944	0	1196	24277	0
6	-17782	391	647	19609	8717	-26673	587	970	29413	13076
7	-13898	322	817	15150	7625	-20847	483	1226	22725	11437
8	-15003	0	645	12582	0	-22505	0	967	18873	0
9	-14338	0	544	12813	0	-21507	0	816	19220	0
10	-14451	0	599	11448	0	-21677	0	899	17173	0
11	-14029	0	544	10109	0	-21043	0	816	15164	0
12	-15029	0	638	8279	0	-22544	0	957	12419	0

3 valori più sfavorevoli dovuti alla combinazione di:

- Peso proprio
- Pesi permanenti portati
- Ritiro
- Dilatazione/contrazione termica
- Gradiente termico (positivo)
- Attrito
- Carichi mobili
- Frenatura
- 20% Vento

Pila	Combinazione 3									
	SLE					SLU				
	N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
1	-11590	0	170	2287	0	-17385	0	255	3431	0
2	-12104	0	179	3677	0	-18156	0	269	5516	0
3	-12644	0	223	5023	0	-18965	0	335	7535	0
4	-17705	0	318	7922	0	-26558	0	478	11883	0
5	-21296	0	261	7594	0	-31944	0	392	11392	0
6	-17827	1440	360	9174	8717	-26741	2159	540	13762	13076
7	-13940	1308	285	6715	7625	-20910	1962	428	10073	11437
8	-15003	0	235	5648	0	-22505	0	352	8472	0
9	-14339	0	242	5675	0	-21509	0	364	8513	0
10	-14452	0	211	4872	0	-21679	0	316	7308	0
11	-14393	0	205	4038	0	-21590	0	307	6056	0
12	-15030	0	352	4793	0	-22545	0	528	7190	0

4 valori più sfavorevoli dovuti alla combinazione di:

- Peso proprio
- Pesi permanenti portati
- Ritiro
- Dilatazione/contrazione termica
- Gradiente termico (positivo)
- Attrito
- 20% Vento

Pila	Combinazione 4									
	SLE					SLU				
	N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
1	-11590	0	166	2005	0	-17385	0	249	3008	0
2	-12104	0	170	3125	0	-18156	0	255	4688	0
3	-12643	0	191	3926	0	-18965	0	286	5889	0
4	-17705	0	296	5812	0	-26558	0	445	8719	0
5	-21296	0	261	5527	0	-31944	0	392	8290	0
6	-17827	1435	321	7802	33286	-26741	2153	481	11702	49929
7	-13940	1308	285	6715	31630	-20910	1962	428	10073	47445
8	-15003	0	224	5648	0	-22505	0	337	8472	0
9	-14337	0	242	5675	0	-21505	0	364	8513	0
10	-15002	0	211	4872	0	-22502	0	316	7308	0
11	-14915	0	205	4038	0	-22373	0	307	6056	0
12	-14622	0	352	4793	0	-21933	0	528	7190	0

5 valori più sfavorevoli dovuti alla combinazione di:

- Peso proprio
- Pesi permanenti portati
- Ritiro
- Dilatazione/contrazione termica
- Gradiente termico (positivo)
- Sisma lungo l'asse x
- Sisma lungo l'asse z

Pila	Sisma asse x									
	SLE					SLU				
	N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
1	-8620	0	78	758	0	-12930	0	117	1138	0
2	-8877	0	82	2142	0	-13316	0	124	3213	0
3	-9065	0	120	3689	0	-13598	0	180	5533	0
4	-13133	0	210	6236	0	-19699	0	315	9354	0
5	-16249	0	204	6532	2	-24374	0	307	9798	3
6	-13038	2837	134	4987	68090	-19558	4255	200	7481	102134
7	-9920	2668	113	3430	65633	-14880	4002	169	5145	98449
8	-11193	0	153	4035	0	-16790	0	229	6052	0
9	-10624	0	179	4892	0	-15936	0	268	7337	1
10	-10741	0	161	4473	0	-16111	0	241	6710	0
11	-10736	0	118	2818	0	-16104	0	177	4227	0
12	-10702	0	137	3090	0	-16053	0	205	4636	0

6 valori più sfavorevoli dovuti alla combinazione di:

- Peso proprio
- Pesi permanenti portati
- Ritiro
- Dilatazione/contrazione termica
- Gradiente termico (positivo)
- Sisma lungo l'asse y
- Sisma lungo l'asse z

Pila	Sisma asse y									
	SLE					SLU				
	N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
1	-8620	0	276	3790	0	-12930	0	415	5685	0
2	-8877	0	469	10242	3	-13316	0	703	15362	5
3	-9065	0	605	14869	5	-13598	0	907	22303	7
4	-13133	0	801	19477	3	-19699	0	1201	29216	5
5	-16249	0	822	24196	6	-24374	0	1233	36294	9
6	-13038	314	804	20948	7438	-19558	470	1205	31421	11157
7	-9920	320	634	16063	7938	-14880	480	950	24094	11907
8	-11193	0	799	19990	4	-16790	0	1198	29985	5
9	-10624	0	904	21412	4	-15936	0	1356	32118	6
10	-10741	0	717	17447	3	-16111	0	1075	26170	5
11	-10736	0	546	11682	1	-16104	0	819	17524	1
12	-10702	0	318	5374	0	-16053	0	476	8060	1

Verifiche

Note le sollecitazioni sulle sezioni, queste ultime vengono verificate allo stato limite ultimo (SLU) ed allo stato limite di esercizio (SLE).

4.1.1. Armature delle pile

Ai fini delle verifiche sono state considerate per le sezioni di verifica le seguenti armature:

ARMATURA		
	esterna	interna
1	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
2	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
3	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
4	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
5	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
6	$\Phi 26/10 + \Phi 26/10$	$\Phi 26/10 + \Phi 26/10$
7	$\Phi 26/10 + \Phi 26/10$	$\Phi 26/10 + \Phi 26/10$
8	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
9	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
10	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
11	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
12	$\Phi 26/30$	—

4.1.2. Stato limite ultimo

Le sezioni risultano verificate, con i seguenti coefficienti di sicurezza:

		Pile											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Combinazioni	1	4.30	2.82	2.16	1.43	1.59	2.87	3.69	2.00	1.94	2.22	2.50	3.10
	2	4.28	3.48	3.03	2.08	1.96	3.44	4.39	2.66	2.69	2.84	3.05	3.09
	3	4.91	6.28	3.03	2.08	1.96	4.30	5.44	3.43	3.54	2.84	3.00	3.09
	4	4.99	6.80	4.02	2.80	2.44	2.38	2.66	3.45	3.55	3.52	3.65	3.55
	5	7.12	6.38	5.76	3.85	3.22	1.33	1.37	4.78	7.34	4.84	5.21	5.07
	6	5.76	4.16	3.21	2.38	1.92	3.73	4.68	2.43	7.27	2.73	3.54	4.59

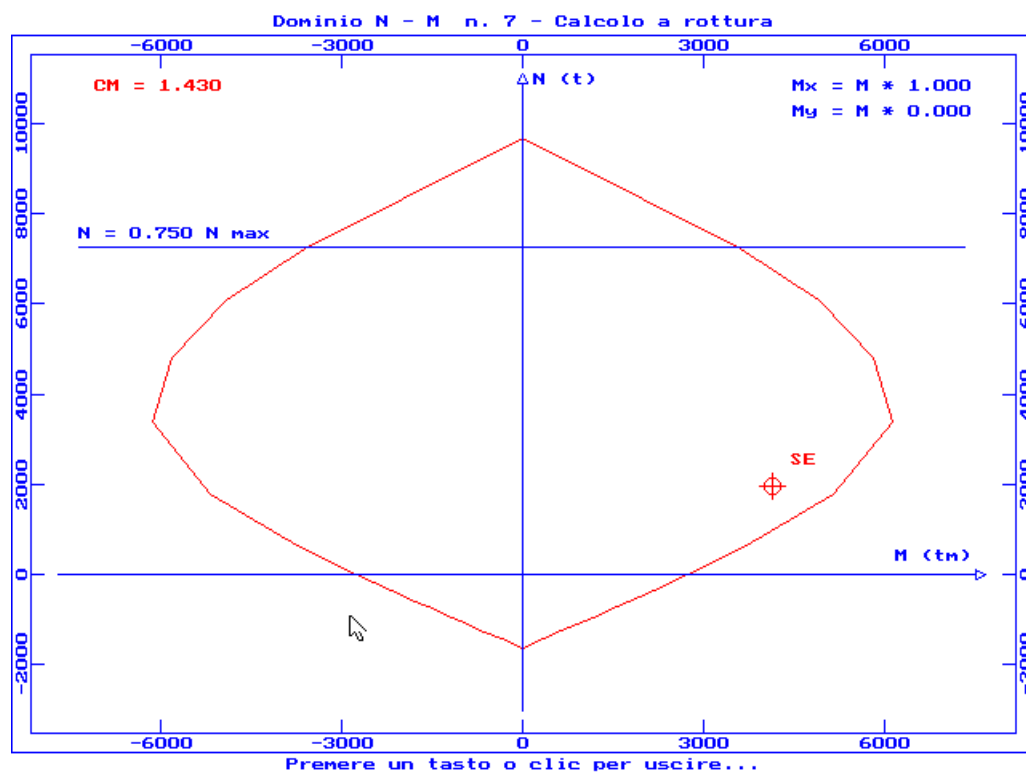
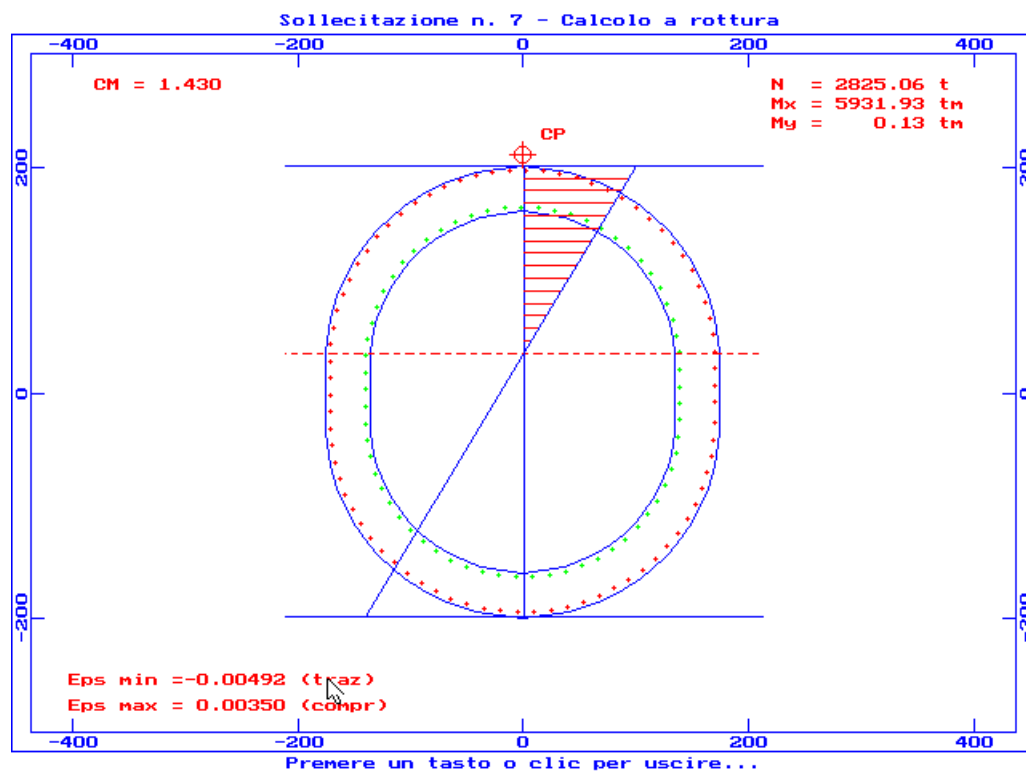
4.1.3. Stato limite di esercizio

Nella seguente tabella sono riportate, per ogni sezione e per ogni combinazione di carico, le tensioni di esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio:

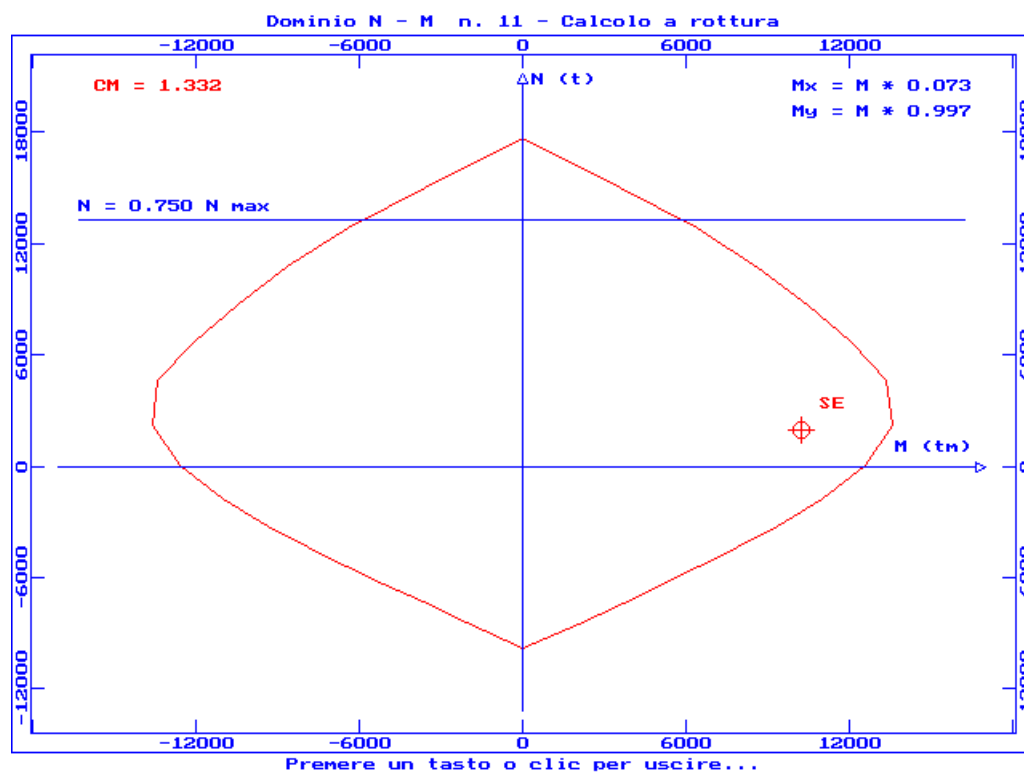
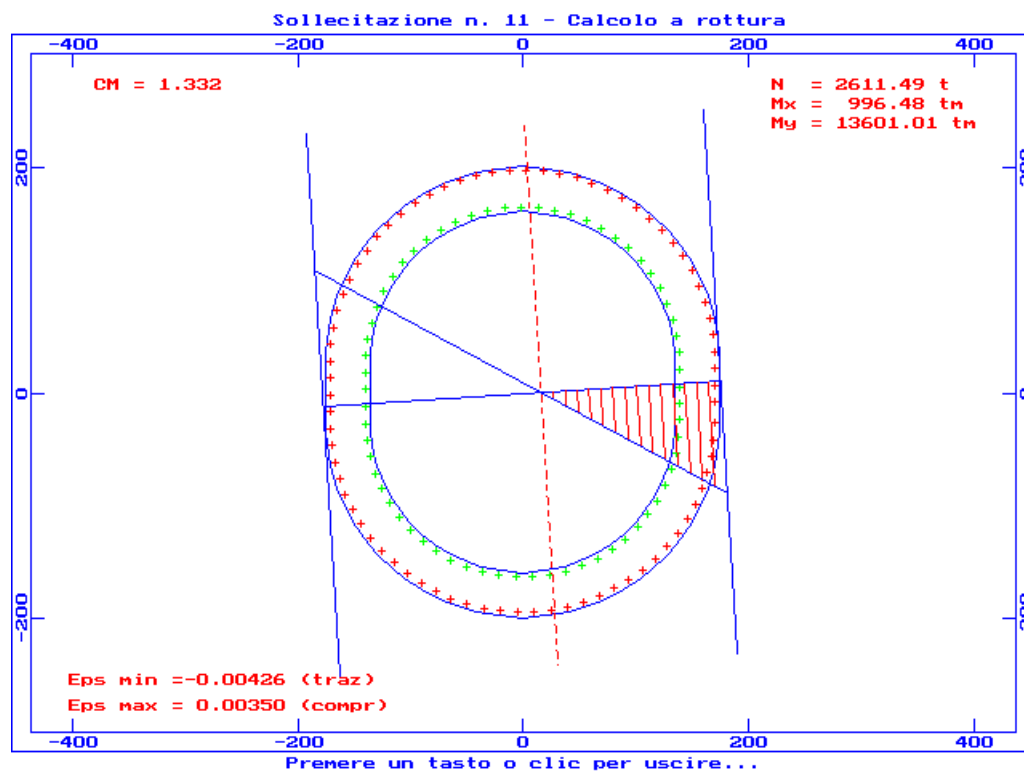
			Pile											
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Combinazioni	1	cls	40	66	86	129	117	76	60	93	96	84	73	56
		acciaio	-57	-811	-1555	-2429	-1317	-848	-686	-1401	-1620	-1139	-741	-212
	2	cls	37	48	56	82	85	59	47	63	62	59	55	53
		acciaio	161	37	-45	-123	58	-221	-182	-6	38	19	56	158
	3	cls	30	34	39	57	63	45	35	45	44	42	40	47
		acciaio	273	237	203	251	375	34	18	252	231	265	294	290
	4	cls	28	32	36	55	58	90	81	43	41	43	41	43
		acciaio	295	256	219	273	398	-867	-932	260	243	282	310	277
	5	cls	20	24	28	43	50	154	145	33	34	34	29	30
		acciaio	238	194	142	173	258	-2079	-2729	195	145	165	227	218
	6	cls	27	46	67	87	108	56	45	91	99	79	53	36
		acciaio	125	-183	-821	-830	-1043	-420	-370	-1321	-1744	-942	-157	132

Vengono di seguito riportati i domini di rottura M-N delle sezioni più significative.

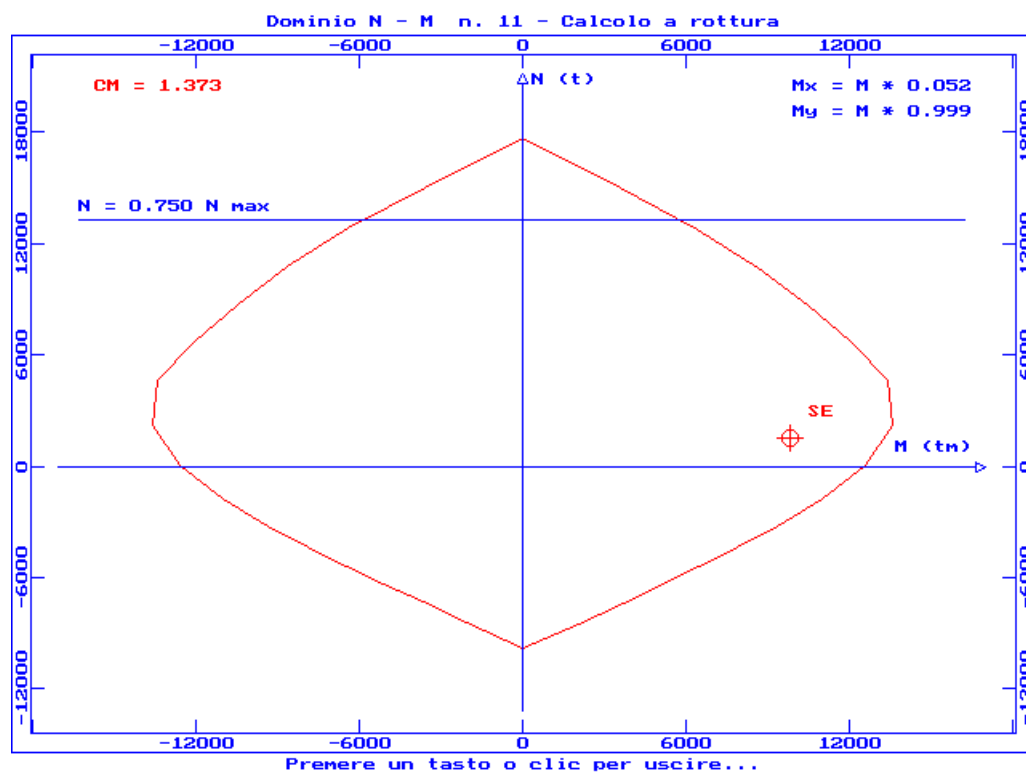
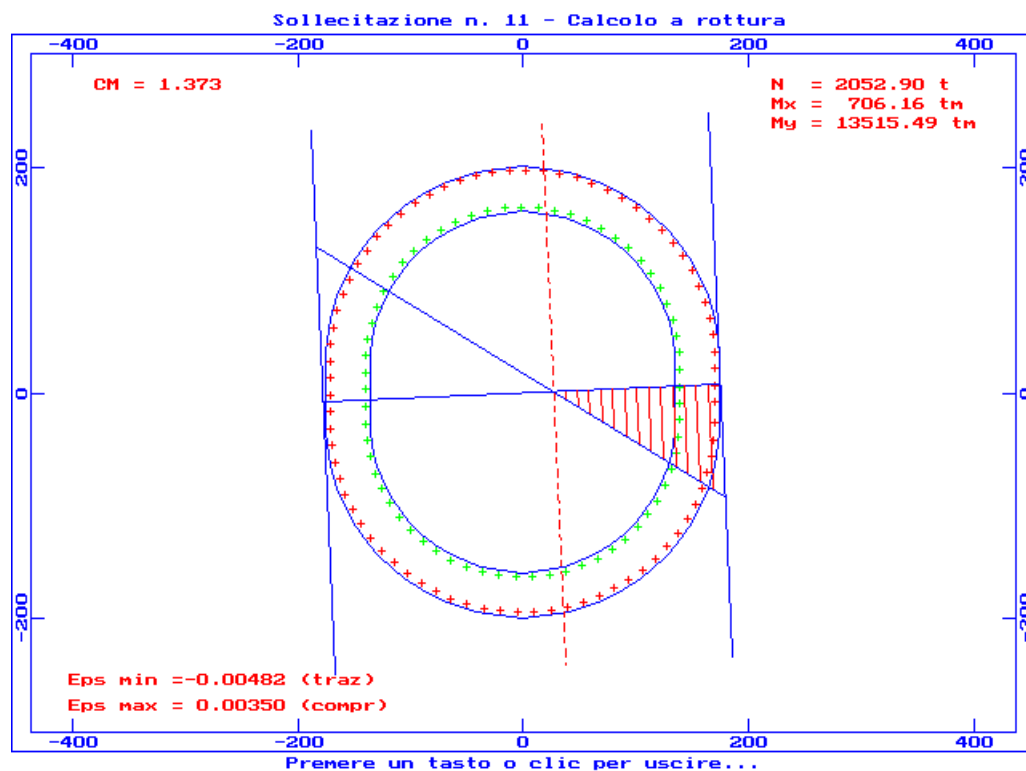
4.1.4. Sezione 4 – Combinazione 1 (statica)



4.1.5. Sezione 6 – Combinazione 5 (sismica)



4.1.6. Sezione 7 – Combinazione 5 (sismica)



5. Verifica dei pali di fondazione

5.1. Verifica ai carichi assiali

Si determinano i carichi assiali massimi sui pali come segue.

Si ricavano gli sforzi assiali, negativi se di compressione, su ogni palo:

$$N_{palo} = \frac{N}{n} + \frac{M_2}{W_{xi}} + \frac{M_3}{W_{yi}}$$

dove: N è il carico verticale sulla fondazione

M_2 e M_3 sono i momenti trasmessi alla fondazione

n è il numero dei pali

$$W_{xi} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{x_i}$$

$$W_{yi} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i^2}{y_i}$$

x_i e y_i sono le coordinate del palo i -esimo rispetto al baricentro della palificata.

Dopo questo primo passo, si ricavano i momenti d'incastro ΔM_x e ΔM_y , in quanto i pali sono impediti di ruotare in testa per la presenza del plinto, assunto indeformabile. Questi momenti vengono ricavati ipotizzando il palo quale trave in suolo elastico, nel modo seguente:

$$\Delta M_x = \frac{V_2 L_0}{2} \quad \text{e} \quad \Delta M_y = \frac{V_3 L_0}{2}$$

dove: V_2 e V_3 sono i tagli trasmessi alla fondazione

$$L_0 = \sqrt[4]{4 \frac{EI}{KB}} \quad \text{è la lunghezza elastica del palo}$$

EI è la rigidezza flessionale del palo

$K = 15000 \text{ kN/m}^3$ è la costante di sottofondo del terreno

$B = 1.5\Phi_{palo}$ è la larghezza della zona interessata dal palo nel suo spostamento.

Si esegue un ulteriore passo, sommando agli sforzi assiali, precedentemente determinati, il contributo dovuto a tali momenti:

$$N_{tot,palo} = N_{palo} + \frac{\Delta M_y}{W_{xi}} + \frac{\Delta M_x}{W_{yi}}$$

Il taglio su ogni palo è il taglio complessivo diviso per il numero dei pali.

I valori delle sollecitazioni sono espressi in kN, per gli sforzi assiali e di taglio, e kNxm, per i momenti.

5.1.1. Pila 1 (5 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-11388	0	629	9534	0	-15704	0	944	14300	0
	2	-14344	0	510	6187	0	-20139	0	765	9281	0
	3	-14344	0	170	2593	0	-20139	0	255	3889	0
	4	-14344	0	166	2303	0	-20139	0	249	3455	0
	5	-11859	0	78	898	0	-16535	0	117	1348	0
	6	-11859	0	276	4287	0	-16535	0	415	6431	0

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1521	-2378	-2663	-2686	-2300	-2031	-2006	-3291	-3719	-3754	-3200	-2797
	2	-1521	-2378	-2663	-2686	-2300	-2031	-2006	-3291	-3719	-3754	-3200	-2797
	3	-2278	-2869	-2869	-2869	-2372	-2372	-3141	-4028	-4028	-4028	-3307	-3307
	4	-3034	-3360	-3075	-3052	-2443	-2712	-4276	-4764	-4337	-4302	-3414	-3817
	5	-3034	-3360	-3075	-3052	-2443	-2712	-4276	-4764	-4337	-4302	-3414	-3817

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	1433	1161	387	377	177	629	2149	1742	580	566	265	944
	ΔM_y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ΔM	1433	1161	387	377	177	629	2149	1742	580	566	265	944

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1407	-2286	-2632	-2656	-2286	-1982	-1835	-3153	-3673	-3709	-3179	-2722
	2	-1407	-2286	-2632	-2656	-2286	-1981	-1835	-3153	-3673	-3709	-3179	-2722
	3	-2278	-2869	-2869	-2869	-2372	-2372	-3141	-4028	-4028	-4028	-3307	-3307
	4	-3148	-3452	-3105	-3082	-2457	-2762	-4446	-4903	-4383	-4347	-3435	-3892
	5	-3148	-3452	-3105	-3082	-2457	-2762	-4446	-4903	-4383	-4347	-3435	-3892

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
V palo		126	102	34	33	16	55	189	153	51	50	23	83

5.1.2. Pila 2 (6 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-12852	0	772	15994	0	-17297	0	1157	23991	0
	2	-16064	0	362	9680	0	-22116	0	543	14520	0
	3	-16064	0	179	4000	0	-22116	0	269	6000	0
	4	-16064	0	170	3431	0	-22116	0	255	5146	0
	5	-13534	0	82	2290	0	-17973	0	124	3435	0
	6	-13534	0	469	11085	3	-17973	0	703	16628	5

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1233	-2127	-2450	-2482	-2126	-1626	-1520	-2861	-3345	-3394	-2800	-2051
	2	-1233	-2127	-2450	-2482	-2126	-1626	-1520	-2861	-3345	-3394	-2800	-2050
	3	-2142	-2677	-2677	-2677	-2256	-2256	-2883	-3686	-3686	-3686	-2996	-2996
	4	-2142	-2677	-2677	-2677	-2256	-2256	-2883	-3686	-3686	-3686	-2995	-2995
	5	-3051	-3227	-2905	-2872	-2386	-2886	-4246	-4511	-4027	-3978	-3191	-3941
	6	-3051	-3227	-2905	-2872	-2386	-2885	-4246	-4511	-4027	-3978	-3191	-3940

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	1757	824	408	387	187	1067	2635	1236	612	580	281	1600
	ΔM_y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	ΔM	1757	824	408	387	187	1067	2635	1236	612	580	281	1600

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1133	-2028	-2427	-2460	-2115	-1565	-1370	-2791	-3310	-3361	-2784	-1960
	2	-1133	-2080	-2427	-2460	-2115	-1565	-1370	-2791	-3310	-3361	-2784	-1959
	3	-2142	-2677	-2677	-2677	-2256	-2256	-2883	-3686	-3686	-3686	-2996	-2996
	4	-2142	-2677	-2677	-2677	-2256	-2256	-2883	-3686	-3686	-3686	-2995	-2995
	5	-3150	-3274	-2928	-2894	-2397	-2946	-4396	-4581	-4062	-4011	-3207	-4032
	6	-3150	-3274	-2928	-2894	-2396	-2946	-4396	-4581	-4062	-4011	-3207	-4031

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
V palo		129	60	30	28	14	78	193	91	45	42	21	117

5.1.3. Pila 3 (6 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-13042	0	883	20176	0	-17583	0	1324	30264	0
	2	-16603	0	478	12409	0	-22925	0	717	18613	0
	3	-16604	0	223	5425	0	-22925	0	335	8138	0
	4	-16603	0	191	4269	0	-22925	0	286	6404	0
	5	-13722	0	120	3905	0	-18255	0	180	5857	0
	6	-13722	0	605	15957	5	-18255	0	907	23936	8

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1027	-2062	-2459	-2525	-2065	-1381	-1211	-2763	-3359	-3457	-2710	-1683
	2	-1027	-2062	-2459	-2525	-2065	-1380	-1211	-2763	-3359	-3457	-2710	-1682
	3	-2174	-2767	-2767	-2767	-2287	-2287	-2930	-3821	-3821	-3821	-3042	-3043
	4	-2174	-2767	-2767	-2767	-2287	-2287	-2930	-3821	-3821	-3821	-3042	-3042
	5	-3320	-3472	-3075	-3010	-2509	-3194	-4650	-4878	-4283	-4185	-3375	-4403
	6	-3320	-3472	-3075	-3010	-2509	-3193	-4650	-4878	-4283	-4185	-3375	-4402

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	2010	1088	508	434	273	1376	3015	1632	762	651	410	2064
	ΔM_y	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1
	ΔM	2010	1088	508	434	273	1376	3015	1632	762	651	410	2064

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-913	-1948	-2430	-2500	-2050	-1303	-1040	-2671	-3315	-3420	-2686	-1566
	2	-913	-2000	-2430	-2500	-2050	-1302	-1040	-2671	-3315	-3420	-2686	-1565
	3	-2174	-2767	-2767	-2767	-2287	-2287	-2930	-3821	-3821	-3821	-3042	-3043
	4	-2174	-2767	-2767	-2767	-2287	-2287	-2930	-3821	-3821	-3821	-3042	-3042
	5	-3434	-3534	-3104	-3034	-2524	-3272	-4821	-4971	-4327	-4222	-3399	-4520
	6	-3434	-3534	-3104	-3034	-2524	-3272	-4821	-4971	-4327	-4222	-3399	-4519

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
V palo		147	80	37	32	20	101	221	119	56	48	30	151

5.1.4. Pila 4 (8 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-17595	0	1274	30065	0	-24174	0	1911	45098	0
	2	-22142	0	529	18272	0	-30995	0	794	27408	0
	3	-22142	0	318	8496	0	-30995	0	478	12743	0
	4	-22142	0	296	6346	0	-30995	0	445	9519	0
	5	-18351	0	210	6613	0	-24917	0	315	9920	0
	6	-18351	0	801	20918	4	-24917	0	1201	31377	6

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-856	-1951	-2388	-2484	-1998	-1359	-1007	-2650	-3305	-3449	-2671	-1713
	2	-1370	-2264	-2534	-2593	-2112	-1717	-1778	-3119	-3523	-3612	-2841	-2250
	3	-856	-1951	-2388	-2484	-1998	-1359	-1007	-2650	-3305	-3449	-2671	-1712
	4	-2199	-2768	-2768	-2768	-2294	-2294	-3022	-3874	-3874	-3874	-3115	-3115
	5	-2199	-2768	-2768	-2768	-2294	-2294	-3022	-3874	-3874	-3874	-3115	-3114
	6	-3543	-3584	-3147	-3051	-2589	-3229	-5037	-5099	-4444	-4300	-3558	-4517
	7	-3028	-3272	-3002	-2943	-2476	-2871	-4265	-4630	-4226	-4137	-3388	-3980
	8	-3543	-3584	-3147	-3051	-2589	-3228	-5037	-5099	-4444	-4300	-3558	-4516

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	2901	1204	725	675	478	1823	4351	1807	1087	1012	717	2734
	ΔM_y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	ΔM	2901	1204	725	675	478	1823	4351	1807	1087	1012	717	2734

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-726	-1822	-2356	-2454	-1977	-1278	-812	-2569	-3256	-3404	-2639	-1591
	2	-1290	-2231	-2514	-2574	-2098	-1667	-1658	-3069	-3493	-3584	-2821	-2174
	3	-726	-1897	-2356	-2454	-1977	-1277	-812	-2569	-3256	-3404	-2639	-1590
	4	-2199	-2768	-2768	-2768	-2294	-2294	-3022	-3874	-3874	-3874	-3115	-3115
	5	-2199	-2768	-2768	-2768	-2294	-2294	-3022	-3874	-3874	-3874	-3115	-3114
	6	-3672	-3638	-3180	-3081	-2611	-3310	-5231	-5180	-4492	-4345	-3590	-4639
	7	-3108	-3305	-3022	-2961	-2489	-2921	-4385	-4680	-4256	-4165	-3408	-4055
	8	-3672	-3638	-3180	-3081	-2611	-3310	-5231	-5180	-4492	-4345	-3590	-4639

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	V palo	159	66	40	37	26	100	239	99	60	56	39	150

5.1.5. Pila 5 (8 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-20717	0	1006	27620	0	-28857	0	1509	41430	0
	2	-25733	0	798	17620	0	-36381	0	1196	26431	0
	3	-25733	0	261	8064	0	-36381	0	392	12097	0
	4	-25733	0	261	5997	0	-36381	0	392	8995	0
	5	-21467	0	204	6900	2	-29592	0	307	10350	3
	6	-21467	0	822	25676	6	-29592	0	1233	38514	9

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1355	-2429	-2856	-2949	-2375	-1536	-1756	-3367	-4007	-4146	-3237	-1978
	2	-1828	-2731	-2994	-3051	-2493	-1975	-2465	-3819	-4214	-4300	-3414	-2637
	3	-1355	-2429	-2856	-2949	-2375	-1536	-1756	-3367	-4007	-4146	-3236	-1978
	4	-2590	-3217	-3217	-3217	-2684	-2684	-3607	-4548	-4548	-4548	-3699	-3699
	5	-2590	-3217	-3217	-3217	-2683	-2683	-3607	-4548	-4548	-4548	-3699	-3699
	6	-3824	-4004	-3577	-3485	-2992	-3831	-5458	-5729	-5088	-4950	-4162	-5420
	7	-3351	-3702	-3439	-3382	-2874	-3391	-4749	-5276	-4881	-4796	-3984	-4761
	8	-3824	-4004	-3577	-3485	-2992	-3830	-5458	-5729	-5088	-4950	-4161	-5420

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	2290	1816	594	594	465	1872	3435	2723	892	892	698	2808
	ΔM_y	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1
	ΔM	2290	1816	594	594	465	1872	3435	2723	892	892	698	2808

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1253	-2327	-2830	-2922	-2354	-1453	-1602	-3245	-3967	-4106	-3205	-1853
	2	-1765	-2681	-2978	-3035	-2480	-1924	-2370	-3744	-4190	-4275	-3394	-2560
	3	-1253	-2348	-2830	-2922	-2354	-1452	-1602	-3245	-3967	-4106	-3205	-1852
	4	-2590	-3217	-3217	-3217	-2684	-2684	-3607	-4548	-4548	-4548	-3699	-3700
	5	-2590	-3217	-3217	-3217	-2683	-2683	-3607	-4548	-4548	-4548	-3699	-3698
	6	-3926	-4085	-3604	-3511	-3013	-3915	-5612	-5850	-5128	-4989	-4193	-5546
	7	-3414	-3752	-3455	-3398	-2887	-3443	-4844	-5351	-4906	-4820	-4004	-4838
	8	-3926	-4085	-3604	-3511	-3012	-3914	-5612	-5850	-5128	-4989	-4193	-5545

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	V palo	126	100	33	33	26	103	189	150	49	49	38	154

5.1.6. Pila 6 (9 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-20061	390	1339	33408	10180	-26670	585	2009	50113	15270
	2	-17989	0	544	11089	0	-25003	0	816	16633	0
	3	-24670	1440	360	9894	11596	-33583	2159	540	14841	17394
	4	-24670	1435	321	8443	36156	-33583	2153	481	12665	54235
	5	-21085	2837	134	5254	73763	-27604	4255	200	7881	110645
	6	-21085	314	804	22555	8066	-27604	470	1205	33832	12098

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
N palo		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1421	-1606	-2820	-3781	-4888	-1842	-1752	-2188	-3849	-5291	-6886	-2316
	2	-1044	-1606	-2390	-2442	-2156	-1543	-1186	-2188	-3205	-3282	-2788	-1867
	3	-667	-1606	-1961	-1103	575	-1244	-621	-2188	-2561	-1274	1310	-1419
	4	-2606	-1999	-3171	-4080	-5075	-2642	-3529	-2778	-4376	-5740	-7165	-3515
	5	-2229	-1999	-2741	-2741	-2343	-2343	-2963	-2778	-3731	-3731	-3067	-3067
	6	-1852	-1999	-2312	-1402	389	-2044	-2398	-2778	-3087	-1723	1031	-2619
	7	-3791	-2392	-3521	-4380	-5261	-3441	-5306	-3368	-4902	-6189	-7445	-4715
	8	-3414	-2392	-3092	-3040	-2529	-3143	-4740	-3368	-4258	-4181	-3347	-4267
	9	-3037	-2392	-2662	-1701	203	-2844	-4175	-3368	-3614	-2172	751	-3819

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	3605	1464	968	863	359	2163	5407	2197	1452	1295	539	3244
	ΔM_y	1050	0	3874	3863	7634	844	1575	0	5811	5794	11452	1266
	ΔM	3755	1464	3993	3958	7643	2322	5632	2197	5990	5937	11464	3482

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
N palo		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1332	-1517	-2929	-3893	-5158	-1796	-1618	-2110	-4013	-5460	-7291	-2247
	2	-916	-1554	-2356	-2411	-2144	-1466	-995	-2110	-3154	-3236	-2769	-1752
	3	-501	-1554	-1783	-929	871	-1136	-371	-2110	-2294	-1013	1754	-1257
	4	-2645	-1999	-3314	-4223	-5358	-2673	-3587	-2778	-4591	-5955	-7589	-3562
	5	-2229	-1999	-2741	-2741	-2343	-2343	-2963	-2778	-3731	-3731	-3067	-3067
	6	-1813	-1999	-2168	-1259	672	-2013	-2339	-2778	-2872	-1508	1455	-2572
	7	-3957	-2444	-3699	-4553	-5557	-3549	-5556	-3446	-5169	-6450	-7888	-4877
	8	-3541	-2444	-3126	-3071	-2542	-3219	-4932	-3446	-4309	-4227	-3366	-4382
	9	-3126	-2444	-2553	-1589	473	-2889	-4308	-3446	-3450	-2003	1156	-3887

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
V palo		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
		155	60	165	163	316	96	233	91	247	245	473	144

5.1.7. Pila 7 (9 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-16951	321	1078	26253	8548	-22005	481	1618	39379	12822
	2	-20740	322	817	16784	8269	-27689	483	1226	25176	12404
	3	-20783	1308	285	7285	10241	-27753	1962	428	10928	15362
	4	-20783	1308	285	7285	34246	-27753	1962	428	10928	51370
	5	-17967	2668	113	3655	70969	-22927	4002	169	5483	106453
	6	-17967	320	634	17330	8578	-22927	480	950	25995	12867

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1269	-2016	-2430	-3319	-4495	-1699	-1523	-2643	-3265	-4599	-6296	-2102
	2	-952	-1709	-2051	-2051	-1867	-1382	-1049	-2184	-2696	-2696	-2353	-1626
	3	-636	-1403	-1672	-782	762	-1064	-574	-1724	-2127	-794	1590	-1149
	4	-2200	-2611	-2688	-3578	-4625	-2314	-2920	-3536	-3653	-4986	-6490	-3024
	5	-1883	-2304	-2309	-2309	-1996	-1996	-2445	-3077	-3084	-3084	-2547	-2547
	6	-1567	-1998	-1930	-1041	632	-1679	-1970	-2617	-2515	-1181	1395	-2071
	7	-3131	-3206	-2947	-3836	-4754	-2929	-4316	-4429	-4040	-5374	-6685	-3946
	8	-2814	-2900	-2568	-2568	-2126	-2611	-3841	-3969	-3471	-3471	-2742	-3469
	9	-2498	-2593	-2188	-1299	503	-2293	-3367	-3510	-2902	-1569	1201	-2993

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM _x	2903	2199	767	767	304	1705	4354	3298	1151	1151	455	2558
	ΔM _y	864	867	3521	3521	7180	861	1296	1300	5281	5281	10770	1292
	ΔM	3028	2364	3603	3603	7187	1910	4543	3545	5405	5405	10780	2866

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1198	-1945	-2533	-3422	-4750	-1671	-1417	-2574	-3420	-4753	-6678	-2059
	2	-850	-1631	-2024	-2024	-1856	-1321	-894	-2067	-2655	-2655	-2337	-1535
	3	-501	-1293	-1514	-625	1038	-972	-371	-1559	-1891	-557	2005	-1010
	4	-2232	-2643	-2819	-3708	-4891	-2346	-2968	-3584	-3848	-5182	-6889	-3072
	5	-1883	-2304	-2309	-2309	-1996	-1996	-2445	-3077	-3084	-3084	-2547	-2547
	6	-1535	-1966	-1799	-910	898	-1647	-1922	-2569	-2319	-985	1794	-2023
	7	-3266	-3316	-3104	-3994	-5031	-3021	-4519	-4594	-4277	-5610	-7100	-4084
	8	-2917	-2978	-2595	-2595	-2137	-2671	-3996	-4086	-3512	-3512	-2758	-3560
	9	-2569	-2639	-2085	-1196	758	-2322	-3473	-3579	-2747	-1414	1584	-3036

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	V palo	125	98	149	149	297	79	188	146	223	223	445	118

5.1.8. Pila 8 (8 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-15648	0	925	22072	0	-21253	0	1388	33108	0
	2	-19440	0	645	13743	0	-26942	0	967	20614	0
	3	-19440	0	235	6070	0	-26942	0	352	9106	0
	4	-19440	0	224	6052	0	-26942	0	337	9078	0
	5	-16411	0	153	4310	0	-22007	0	229	6465	0
	6	-16411	0	799	21428	4	-22007	0	1198	32142	6

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
N palo		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-970	-1816	-2159	-2160	-1859	-1094	-1177	-2447	-2961	-2962	-2462	-1315
	2	-1347	-2051	-2263	-2263	-1933	-1461	-1744	-2799	-3117	-3117	-2573	-1865
	3	-970	-1816	-2159	-2160	-1859	-1094	-1177	-2447	-2961	-2962	-2462	-1314
	4	-1956	-2430	-2430	-2430	-2051	-2052	-2657	-3368	-3368	-3368	-2751	-2751
	5	-1956	-2430	-2430	-2430	-2051	-2051	-2657	-3368	-3368	-3368	-2751	-2751
	6	-2942	-3044	-2701	-2700	-2244	-3009	-4136	-4289	-3775	-3773	-3040	-4187
	7	-2565	-2809	-2597	-2597	-2170	-2642	-3569	-3936	-3619	-3618	-2929	-3637
	8	-2942	-3044	-2701	-2700	-2244	-3009	-4136	-4289	-3775	-3773	-3040	-4187

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	2107	1468	534	511	348	1819	3160	2202	801	766	522	2728
	ΔM_y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	ΔM	2107	1468	534	511	348	1819	3160	2202	801	766	522	2728

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
N palo		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-876	-1722	-2135	-2137	-1843	-1013	-1036	-2348	-2925	-2928	-2439	-1193
	2	-1289	-2011	-2248	-2249	-1923	-1410	-1657	-2739	-3095	-3096	-2558	-1789
	3	-876	-1750	-2135	-2137	-1843	-1012	-1036	-2348	-2925	-2928	-2439	-1192
	4	-1956	-2430	-2430	-2430	-2051	-2052	-2657	-3368	-3368	-3368	-2751	-2751
	5	-1956	-2430	-2430	-2430	-2051	-2051	-2657	-3368	-3368	-3368	-2751	-2751
	6	-3036	-3110	-2725	-2723	-2260	-3090	-4277	-4387	-3810	-3808	-3063	-4309
	7	-2623	-2849	-2612	-2611	-2180	-2692	-3657	-3997	-3641	-3639	-2944	-3712
	8	-3036	-3110	-2725	-2723	-2259	-3090	-4277	-4387	-3810	-3808	-3063	-4309

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
V palo		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
		116	81	29	28	19	100	174	121	44	42	29	150

5.1.9. Pila 9 (6 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-14604	0	982	22578	0	-19925	0	1473	33867	0
	2	-18298	0	544	13793	0	-25467	0	816	20689	0
	3	-18299	0	242	6111	0	-25469	0	364	9167	0
	4	-18297	0	242	6111	0	-25465	0	364	9167	0
	5	-15281	0	179	5213	0	-20593	0	268	7820	1
	6	-15281	0	904	23039	5	-20593	0	1356	34559	7

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1151	-2266	-2703	-2702	-2251	-1238	-1397	-3069	-3724	-3723	-2988	-1469
	2	-1151	-2266	-2703	-2702	-2251	-1237	-1397	-3069	-3724	-3723	-2988	-1468
	3	-2434	-3050	-3050	-3049	-2547	-2547	-3321	-4244	-4245	-4244	-3432	-3432
	4	-2434	-3050	-3050	-3049	-2547	-2547	-3321	-4244	-4245	-4244	-3432	-3432
	5	-3717	-3833	-3397	-3397	-2843	-3856	-5245	-5420	-4766	-4765	-3876	-5396
	6	-3717	-3833	-3397	-3397	-2843	-3856	-5245	-5420	-4766	-4765	-3876	-5395

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	2235	1239	552	552	407	2058	3353	1859	828	828	610	3087
	ΔM_y	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1
	ΔM	2235	1239	552	552	407	2058	3353	1859	828	828	610	3087

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1024	-2139	-2671	-2671	-2228	-1121	-1206	-2963	-3677	-3676	-2953	-1294
	2	-1024	-2196	-2671	-2671	-2227	-1120	-1206	-2963	-3677	-3676	-2953	-1293
	3	-2434	-3050	-3050	-3049	-2547	-2547	-3321	-4244	-4245	-4244	-3432	-3433
	4	-2434	-3050	-3050	-3049	-2547	-2546	-3321	-4244	-4245	-4244	-3432	-3432
	5	-3844	-3904	-3428	-3428	-2866	-3973	-5436	-5526	-4813	-4812	-3911	-5572
	6	-3844	-3904	-3428	-3428	-2866	-3972	-5436	-5526	-4813	-4812	-3911	-5571

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
V palo		164	91	40	40	30	151	245	136	61	61	45	226

5.1.10. Pila 10 (6 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-14720	0	871	20102	0	-20100	0	1307	30152	0
	2	-18411	0	599	12527	0	-25637	0	899	18790	0
	3	-18412	0	211	5251	0	-25639	0	316	7877	0
	4	-18962	0	211	5251	0	-26462	0	316	7877	0
	5	-15398	0	161	4762	0	-20768	0	241	7144	0
	6	-15398	0	717	18737	4	-20768	0	1075	28106	6

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1311	-2357	-2770	-2862	-2296	-1502	-1637	-3205	-3826	-3963	-3056	-1865
	2	-1311	-2357	-2770	-2862	-2296	-1501	-1637	-3205	-3826	-3963	-3055	-1864
	3	-2453	-3069	-3069	-3160	-2566	-2567	-3350	-4273	-4273	-4410	-3461	-3462
	4	-2453	-3069	-3069	-3160	-2566	-2566	-3350	-4273	-4273	-4410	-3461	-3461
	5	-3595	-3780	-3367	-3459	-2837	-3631	-5063	-5340	-4721	-4858	-3867	-5059
	6	-3595	-3780	-3367	-3459	-2837	-3631	-5063	-5340	-4721	-4858	-3867	-5058

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	1984	1364	480	480	366	1632	2975	2046	720	720	548	2448
	ΔM_y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	ΔM	1984	1364	480	480	366	1632	2975	2046	720	720	548	2448

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1198	-2244	-2743	-2835	-2275	-1409	-1468	-3089	-3785	-3922	-3024	-1726
	2	-1198	-2279	-2743	-2835	-2275	-1409	-1468	-3089	-3785	-3922	-3024	-1725
	3	-2453	-3069	-3069	-3160	-2566	-2567	-3350	-4273	-4273	-4410	-3461	-3462
	4	-2453	-3069	-3069	-3160	-2566	-2566	-3350	-4273	-4273	-4410	-3461	-3461
	5	-3708	-3858	-3394	-3486	-2858	-3724	-5232	-5457	-4762	-4899	-3898	-5198
	6	-3708	-3858	-3394	-3486	-2858	-3723	-5232	-5457	-4762	-4899	-3898	-5197

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	V palo	145	100	35	35	27	119	218	150	53	53	40	179

5.1.11. Pila 11 (6 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-14713	0	864	17869	0	-20089	0	1297	26804	0
	2	-17989	0	544	11089	0	-25003	0	816	16633	0
	3	-18353	0	205	4406	0	-25550	0	307	6609	0
	4	-18875	0	205	4406	0	-26333	0	307	6609	0
	5	-15393	0	118	3030	0	-20761	0	177	4545	0
	6	-15393	0	546	12665	1	-20761	0	819	18998	1

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1437	-2368	-2809	-2896	-2393	-1846	-1825	-3222	-3883	-4013	-3202	-2381
	2	-1437	-2368	-2809	-2896	-2393	-1846	-1825	-3222	-3883	-4013	-3202	-2381
	3	-2452	-2998	-3059	-3146	-2565	-2566	-3348	-4167	-4258	-4389	-3460	-3460
	4	-2452	-2998	-3059	-3146	-2565	-2566	-3348	-4167	-4258	-4389	-3460	-3460
	5	-3467	-3628	-3309	-3396	-2738	-3285	-4871	-5112	-4634	-4764	-3718	-4540
	6	-3467	-3628	-3309	-3396	-2738	-3285	-4871	-5112	-4634	-4764	-3718	-4539

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	1968	1239	466	466	268	1243	2952	1858	698	698	402	1865
	ΔM_y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ΔM	1968	1239	466	466	268	1243	2952	1858	698	698	402	1865

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1325	-2256	-2782	-2869	-2378	-1775	-1658	-3117	-3843	-3974	-3179	-2275
	2	-1325	-2298	-2782	-2869	-2378	-1775	-1658	-3117	-3843	-3974	-3179	-2275
	3	-2452	-2998	-3059	-3146	-2565	-2566	-3348	-4167	-4258	-4389	-3460	-3460
	4	-2452	-2998	-3059	-3146	-2565	-2566	-3348	-4167	-4258	-4389	-3460	-3460
	5	-3579	-3699	-3336	-3423	-2753	-3356	-5039	-5218	-4674	-4804	-3741	-4646
	6	-3579	-3699	-3336	-3423	-2753	-3356	-5039	-5218	-4674	-4804	-3741	-4645

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
V palo		144	91	34	34	20	91	216	136	51	51	29	137

5.1.12. Pila 12 (6 pali)

		Sollecitazione									
		SLE					SLU				
		N	V3	V2	M3	M2	N	V3	V2	M3	M2
Combinazione	1	-13469	0	982	14016	0	-18827	0	1473	21024	0
	2	-17783	0	638	9427	0	-25298	0	957	14140	0
	3	-17784	0	352	5426	0	-25299	0	528	8139	0
	4	-17376	0	352	5426	0	-24687	0	528	8139	0
	5	-13940	0	137	3337	0	-19291	0	205	5005	0
	6	-13940	0	318	5945	0	-19291	0	476	8918	1

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1581	-2809	-3126	-3045	-2523	-2316	-2097	-3937	-4414	-4291	-3461	-3151
	2	-1581	-2809	-3126	-3045	-2523	-2316	-2097	-3937	-4414	-4291	-3461	-3150
	3	-2694	-3557	-3557	-3475	-2788	-2788	-3765	-5060	-5060	-4937	-3858	-3858
	4	-3806	-4305	-3987	-3906	-3053	-3260	-5434	-6182	-5706	-5583	-4255	-4566
	5	-3806	-4305	-3987	-3906	-3053	-3260	-5434	-6182	-5706	-5583	-4255	-4566

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	ΔM_x	2236	1452	801	801	311	723	3354	2178	1201	1201	467	1084
	ΔM_y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ΔM	2236	1452	801	801	311	723	3354	2178	1201	1201	467	1084

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Palo	1	-1404	-2693	-3063	-2981	-2499	-2259	-1831	-3765	-4318	-4196	-3424	-3064
	2	-1404	-2693	-3063	-2981	-2499	-2259	-1831	-3765	-4318	-4196	-3424	-3064
	3	-2694	-3557	-3557	-3475	-2788	-2788	-3765	-5060	-5060	-4937	-3858	-3858
	4	-3984	-4420	-4051	-3969	-3078	-3317	-5700	-6355	-5801	-5679	-4293	-4652
	5	-3984	-4420	-4051	-3969	-3078	-3317	-5700	-6355	-5801	-5679	-4293	-4652

		Combinazione di carico											
		SLE						SLU					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
	V palo	196	128	70	70	27	64	295	191	106	106	41	95

5.2. Verifica con il "capacity design"

Nello spettro di progetto per lo SLU è stato considerato un coefficiente di struttura q posto, secondo normativa, pari a 3.5. Tale coefficiente tiene conto delle risorse di duttilità che gli elementi componenti la struttura hanno quando avvengono plasticizzazioni nelle sezioni maggiormente sollecitate.

Le sollecitazioni così ottenute rappresentano quindi un valore minimo necessario di resistenza il quale, associato ad una duttilità non inferiore a 3.5 della pila stessa, assicura una tenacità adeguata nei confronti del crollo strutturale.

In effetti, la resistenza ultima delle pile sarà, caso per caso, anche sensibilmente maggiore delle sollecitazioni calcolate con l'analisi sismica e tale capacità potrebbe essere attivata nel caso di un sisma superiore a quello di progetto, oppure qualora il comportamento del modello teorico sia molto differente da quello reale.

Per prevenire quindi rotture indesiderate nelle fondazioni è opportuno dimensionare e verificare le fondazioni con il "capacity design". Tale verifica è necessaria per garantire che venga rispettata la gerarchia delle resistenze e non si abbiano, quindi, danni gravi nelle componenti difficili da riparare o inaccessibili concentrando, invece, le plasticizzazioni negli elementi duttili passibili di essere ripristinati.

Si procede pertanto alla verifica dei pali, considerando agenti sulle strutture di fondazione i carichi verticali ricavati per la combinazione sismica ed i momenti ultimi delle pile, ricavati attraverso i diagrammi di interazione M-N:

MOMENTI ULTIMI DELLE PILE												
Pile												
PILA 1		PILA 2		PILA 3		PILA 4		PILA 5		PILA 6		
M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2	
trasv.	50442	0	51905	0	52178	0	57508	0	59964	0	143103	0
long.	0	45778	0	47235	0	47483	0	52821	0	55282	0	132741

MOMENTI ULTIMI DELLE PILE												
Pile												
PILA 7		PILA 8		PILA 9		PILA 10		PILA 11		PILA 12		
M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2	
trasv.	142324	0	55417	0	54285	0	54421	0	54404	0	51079	0
long.	0	131922	0	50686	0	49562	0	49755	0	49718	0	46557

Si ricavano, quindi, i carichi su ogni singolo palo dei plinti nei casi di sisma lungo l'asse x e di sisma lungo l'asse y:

N palo		PLINTO 1		PLINTO 2		PLINTO 3		PLINTO 4		PLINTO 5		PLINTO 6	
		long.	trasv.	long.	trasv.	long.	trasv.	long.	trasv.	long.	trasv.	long.	trasv.
Palo	1	695	-6999	-5710	-48	-5771	-78	-5782	-547	-6491	-1023	-7983	1994
	2	695	385	-281	-48	-314	-78	-3115	-1532	-3699	-2050	-3067	1994
	3	-3308	-3307	-5710	-2997	-5771	-3043	-447	-547	-907	-1023	1849	1994
	4	-7311	-6999	-281	-2997	-314	-3043	-5782	-3117	-6491	-3703	-7983	-3081
	5	-7311	1861	-5710	-5946	-5771	-6008	-447	-3117	-907	-3703	-3067	-3081
	6	-	-	-281	-5946	-314	-6008	-5782	-5687	-6491	-6382	1849	-3081
	7	-	-	-	-	-	-	-3115	-4703	-3699	-5356	-7983	-8155
	8	-	-	-	-	-	-	-447	-5687	-907	-6382	-3067	-8155
	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1849	-8155

N palo		PLINTO 7		PLINTO 8		PLINTO 9		PLINTO 10		PLINTO 11		PLINTO 12	
		long.	trasv.	long.	trasv.	long.	trasv.	long.	trasv.	long.	trasv.	long.	trasv.
Palo	1	-7433	2485	-5311	-276	-6280	-351	-6321	-372	-6317	-369	-8514	195
	2	-2547	2485	-2751	-1224	-584	-351	-602	-372	-603	-369	797	195
	3	2339	2485	-191	-276	-6280	-3436	-6321	-3464	-6317	-3460	-3858	-3859
	4	-7433	-2562	-5311	-2752	-584	-3436	-602	-3464	-603	-3460	-8514	-7912
	5	-2547	-2562	-191	-2752	-6280	-6520	-6321	-6556	-6317	-6552	797	-7912
	6	2339	-2562	-5311	-5229	-584	-6520	-602	-6556	-603	-6552	-	-
	7	-7433	-7609	-2751	-4280	-	-	-	-	-	-	-	-
	8	-2547	-7609	-191	-5229	-	-	-	-	-	-	-	-
	9	2339	-7609	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Poiché le sollecitazioni sono accettabili, si conclude che le fondazioni sono state progettate per avere una resistenza maggiore di quella delle pile.

5.3. Verifica a pressoflessione (S.L.U.)

Si procede con la verifica a pressoflessione dei pali nel modo seguente:

si ricavano i momenti M_x e M_y sui pali, ipotizzando che i pali siano impediti di ruotare in testa per la presenza del plinto, assunto indeformabile. Questi momenti vengono ricavati ipotizzando il palo quale trave in suolo elastico, nel modo seguente:

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

con

$$M_x = \frac{V_2}{n} \frac{L_0}{2} \quad \text{e} \quad M_y = \frac{V_3}{n} \frac{L_0}{2}$$

dove: V_2 e V_3 sono i tagli massimi trasmessi alla fondazione

n è il numero dei pali

$$L_0 = \sqrt[4]{4 \frac{EI}{E_s}} \quad \text{è la lunghezza elastica del palo}$$

EI è la rigidezza flessionale del palo

$E_s = 30000 \text{ kN/m}^3$ è la costante di sottofondo del terreno.

Le sollecitazioni assiali N sono quelle derivanti dalla verifica con il "capacity design".

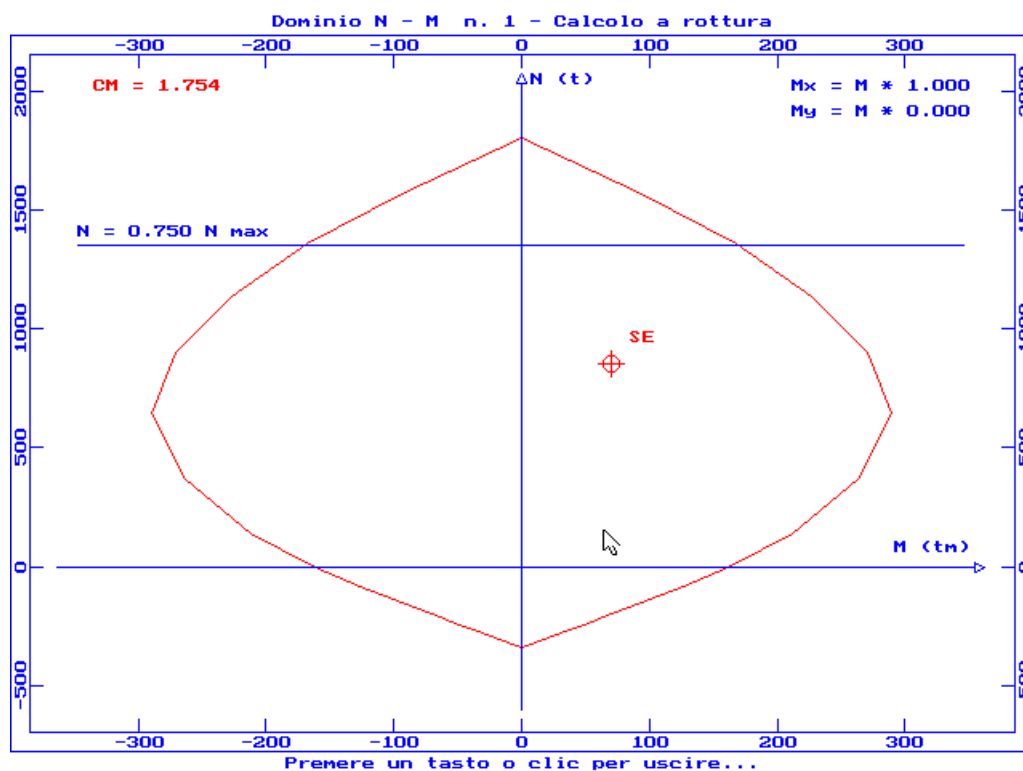
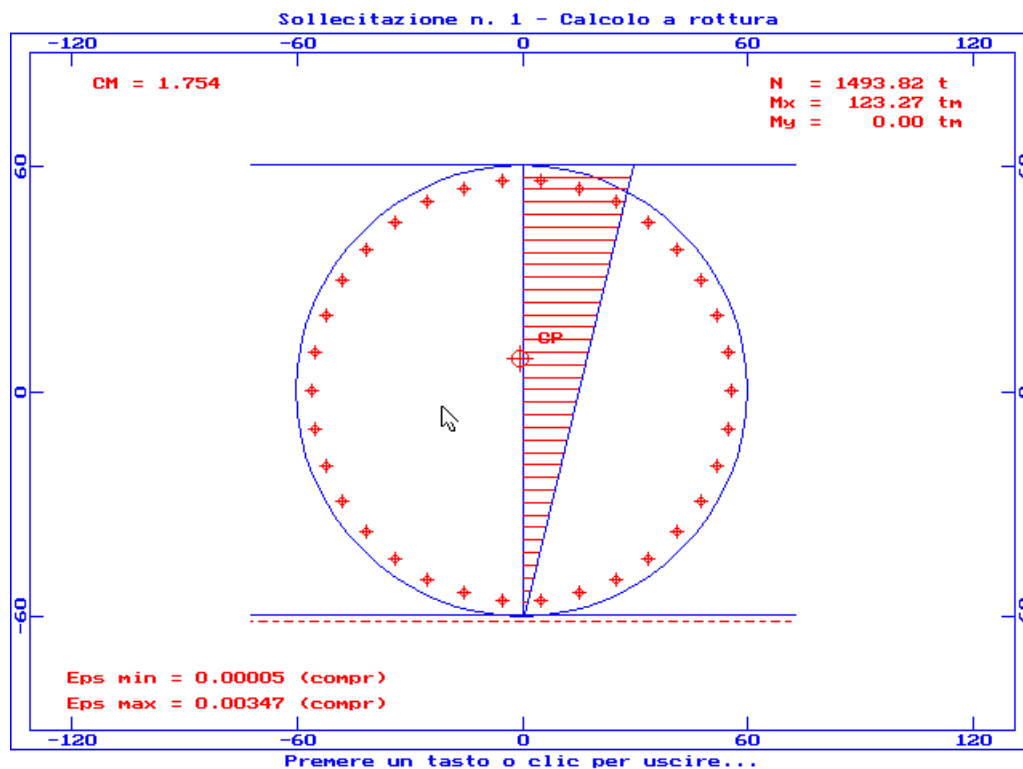
Viene eseguita la verifica a pressoflessione sui seguenti pali:

- palo A: il più compresso tra tutti i pali di diametro pari a 1200mm
- palo B: il più inflesso tra tutti i pali di diametro pari a 1200mm
- palo C: il più compresso tra tutti i pali di diametro pari a 1500mm
- palo D: il più inflesso tra tutti i pali di diametro pari a 1500mm

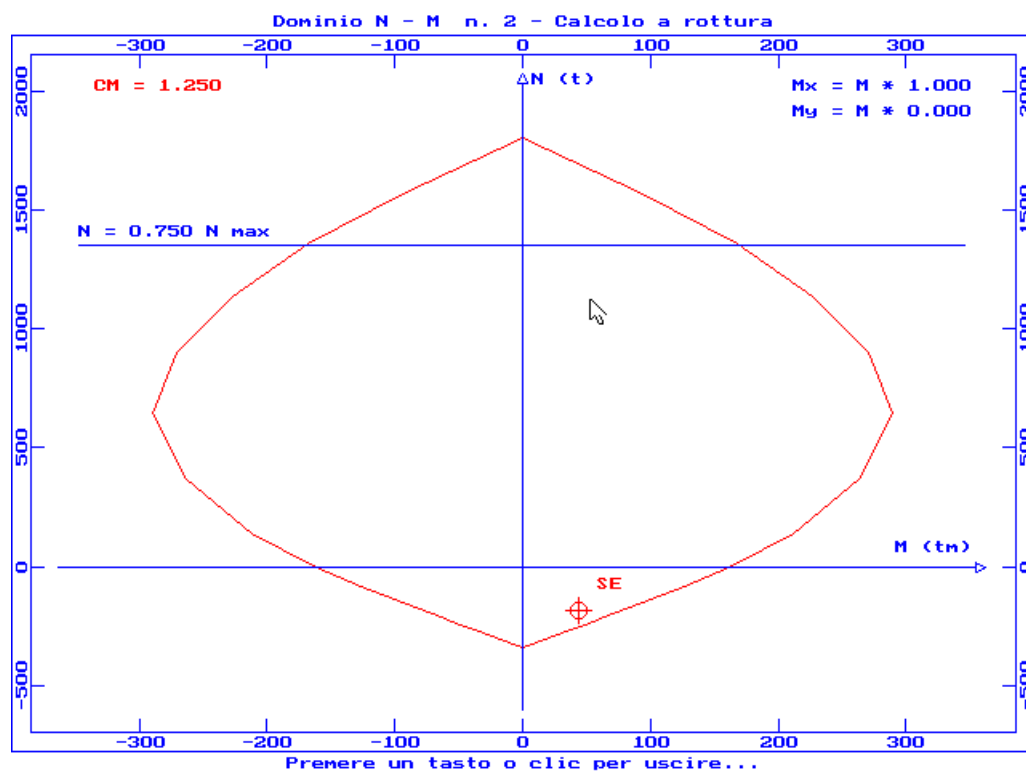
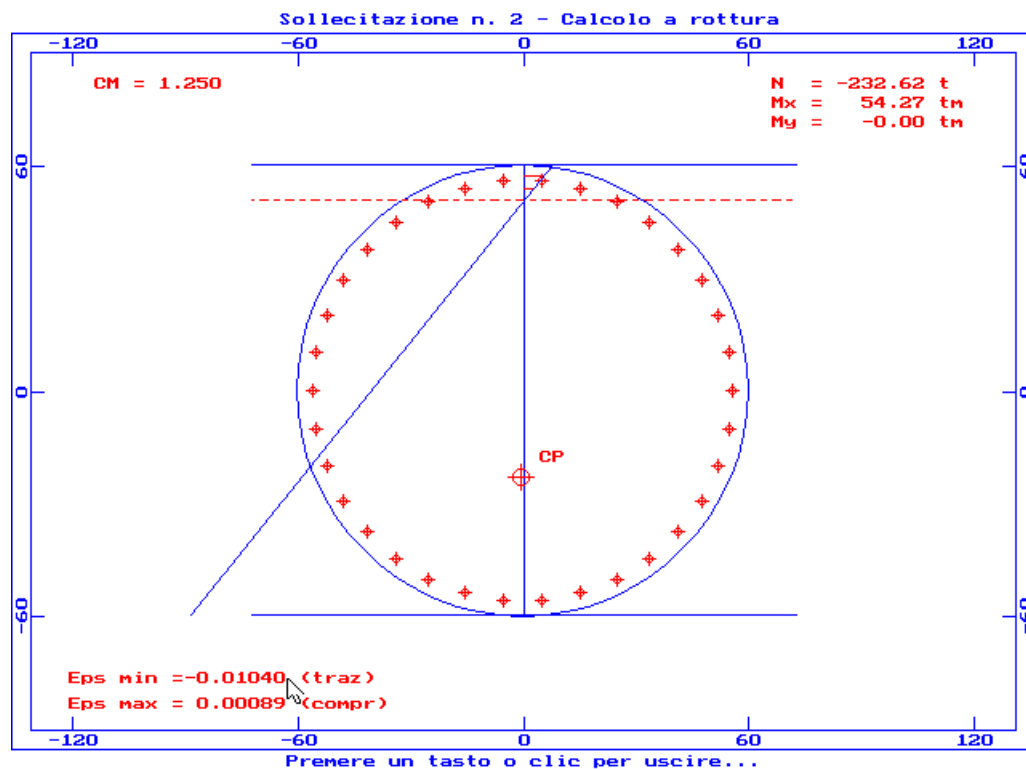
I quattro pali presi in considerazione sono soggetti alle seguenti sollecitazioni:

Palo	Plinto	Combinazione	Diametro palo	Armatura	Compr. max	Traz. Max	Momento
A	12	3	1200	90.26	-8514	-	704
B	1	3			-	1861	434
C	6	5	1500	167.26	-8155	-	1189
D	7	5			-	2485	1120
				cm ²	kN	kN	kN m

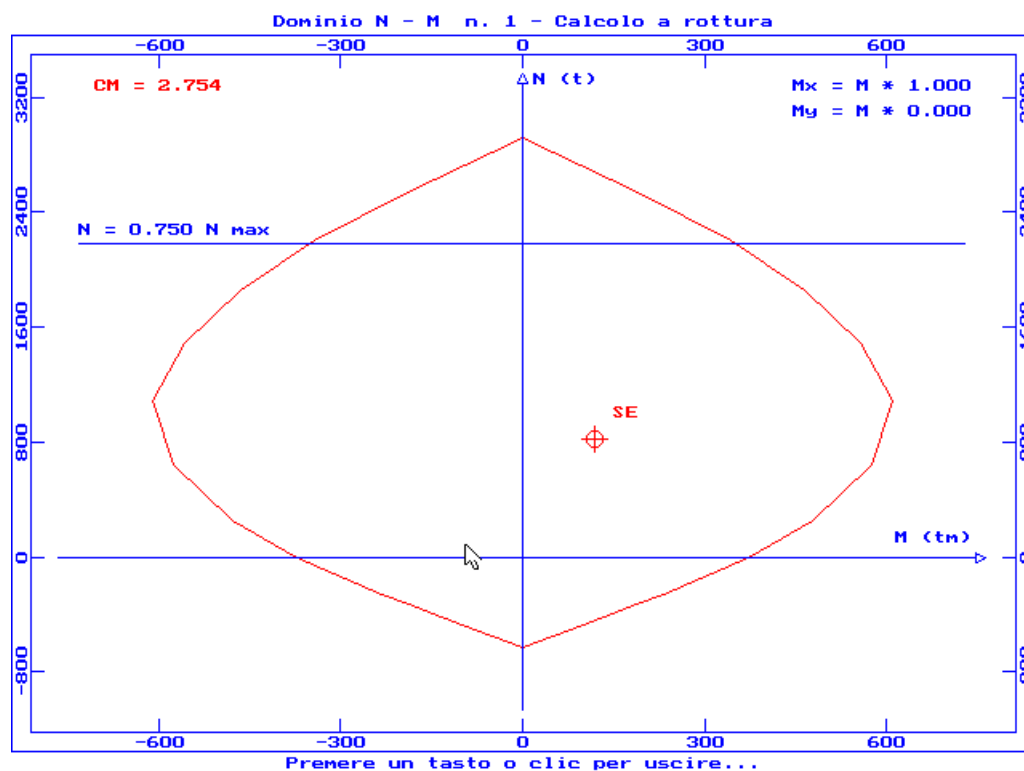
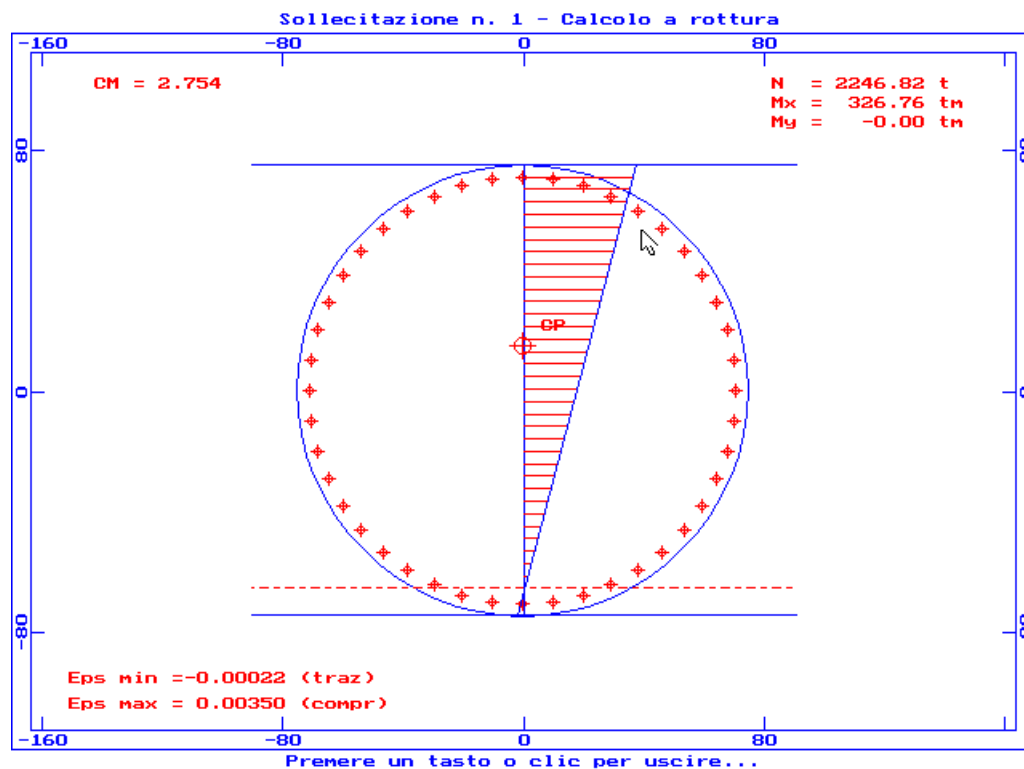
5.3.1. Palo A ($\Phi=1200$ mm)



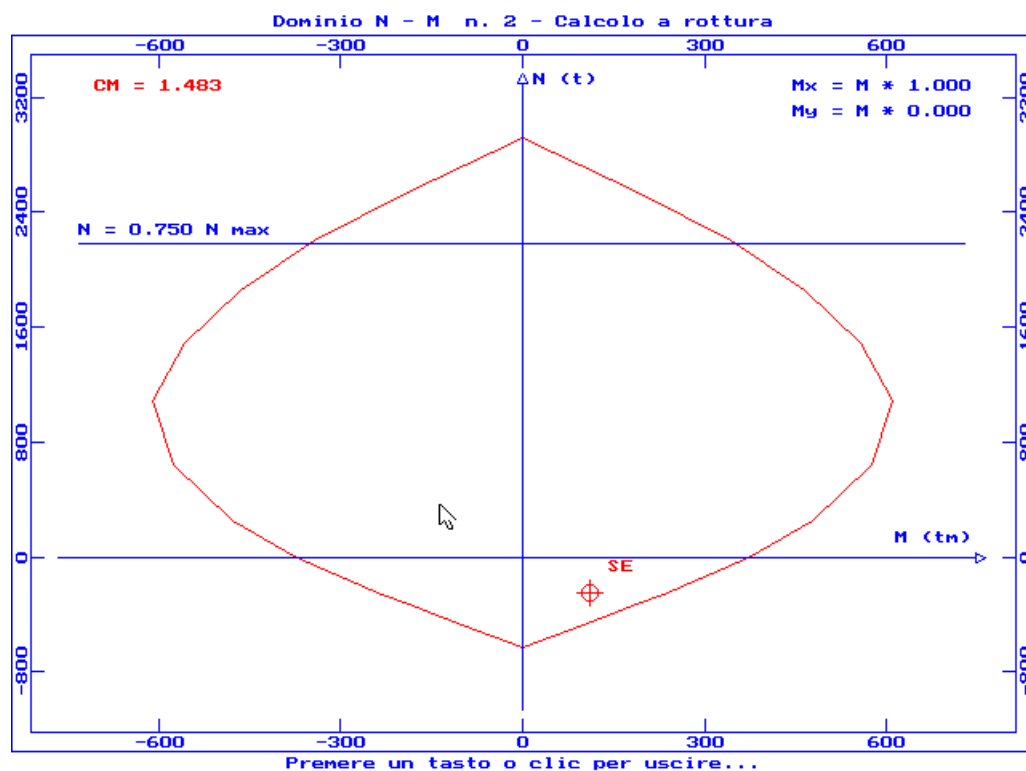
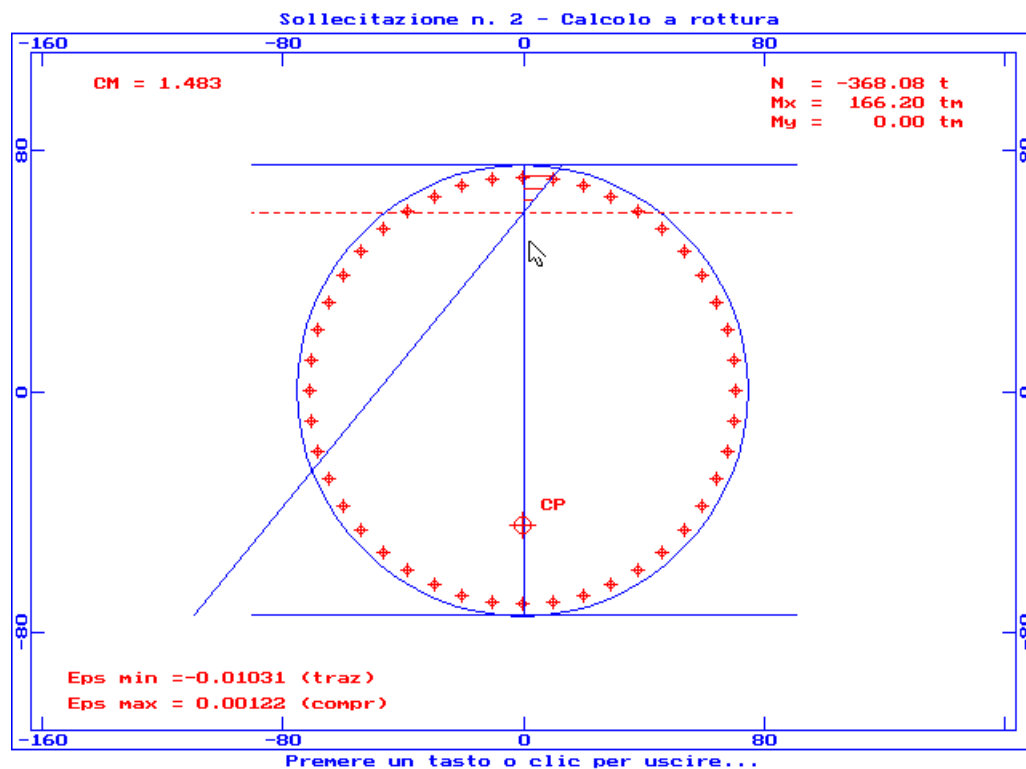
5.3.2. Palo B ($\Phi=1200$ mm)



5.3.3. Palo C ($\Phi=1500$ mm)



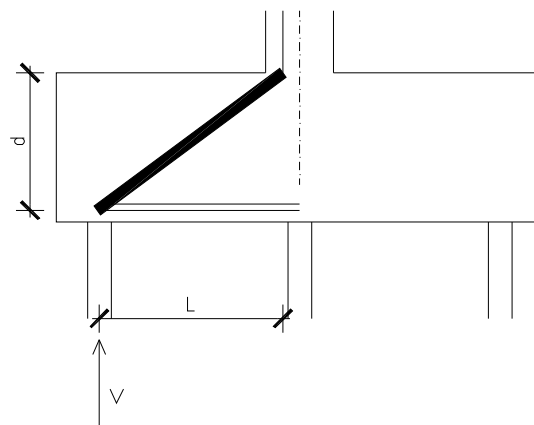
5.3.4. Palo D ($\Phi=1500$ mm)



6. Verifica dei plinti

6.1. Verifica a flessione (S.L.U.)

Si considera lo schema tirante-puntone riportato in figura:



Se si indica con V il taglio, ottenuto depurando del peso proprio del plinto i carichi sui pali, la forza che dovrà essere assorbita dall'armatura inferiore è pari a:

$$F = V \frac{L}{d}$$

che diviso per la tensione di snervamento dell'acciaio fornisce l'area necessaria:

$$A = \frac{F}{f_{yd}}$$

Nella seguente tabella sono riportati i massimi tagli agenti sui plinti da 5, 6, 8 e 9 pali, le F e le conseguenti armature:

	direz.	Vmax	L	d	F	A
5 pali	x	6012	0.75	1.62	2783	0.007
	y	7949	1.15	1.62	5643	0.015
6 pali	x	8751	1.15	1.62	6212	0.017
	y	6705	2.40	1.62	9933	0.027
8 pali	x	9317	1.55	1.62	8914	0.024
	y	14280	2.70	1.62	23800	0.064
9 pali	x	15073	1.80	1.80	15073	0.040
	y	10158	2.70	1.80	15237	0.041
		kN	m	m	kN	m2

6.2. Verifica a taglio (S.L.U.)

La verifica secondo l'EC2 si basa sui seguenti tre valori della resistenza di calcolo:

- V_{Rd1} resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- V_{Rd2} massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura delle bielle
- V_{Rd3} forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio

Le sezioni in cui il taglio $V_{Sd} < V_{Rd1}$ non richiedono armature per il taglio, per le sezioni in cui, invece, $V_{Sd} > V_{Rd1}$ va prevista un'armatura a taglio tale che $V_{Sd} \leq V_{Rd3}$. In nessuna sezione, inoltre si può avere $V_{Sd} > V_{Rd2}$.

La resistenza a taglio di calcolo V_{Rd1} e V_{Rd2} sono dati da:

$$V_{Rd1} = \beta \tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_1) b_w d$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} v f_{cd} b_w 0.9 d$$

- dove:
- $k = (1.6 - d) \geq 1$
 - $\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$
 - A_{s1} è l'armatura ricavata nel PARAGRAFO 6.1
 - d è l'altezza efficace
 - b_w è la larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace
 - $\tau_{Rd} = (0.25 f_{ctk0.05}) / \gamma_C$ è la resistenza unitaria a taglio di calcolo di riferimento
 - $\gamma_C = 1.6$
 - $\beta = 2.5 d / x$, con $1 \leq \beta \leq 5$ è un fattore che tiene conto di carichi concentrati in prossimità degli appoggi
 - $x \leq 2.5 d$ è la distanza dagli appoggi dei carichi concentrati
 - $v = 0.7 - f_{ck} / 200 \geq 0.5$ (f_{ck} in N/mm²).

Nel caso in cui $V_{Sd} > V_{Rd1}$, la resistenza a taglio è data da:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

- dove:
- $V_{cd} = V_{Rd1}$ è il contributo del calcestruzzo
 - V_{wd} è il contributo delle armature a taglio.

Nel caso di armature di taglio verticali si ha:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{ywd}$$

- dove:
- A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio
 - s è il passo delle staffe
 - f_{ywd} è lo snervamento di calcolo delle armature a taglio

Nel caso di armature di taglio inclinate di un angolo α , si ha:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

dove s è il passo misurato sull'asse longitudinale.

Nella verifica a schiacciamento del puntone compresso, V_{Rd2} è dato dalla relazione:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \nu f_{cd} b_w 0.9 d (1 + \cot \alpha).$$

6.2.1. Plinto a 5 pali

DIMENSIONI PLINTO		
lunghezza	a	7.20 m
larghezza	b	8.50 m
altezza	h	1.80 m
altezza utile	d	1.62 m

MATERIALI		
calcestruzzo	R_{ck}	35 MPa
	f_{ck}	29 MPa
	γ_c	1.6
tensione limite taglio	f_{cd}	18 MPa
	τ_{rd}	316 kN/m ²
acciaio FeB44k	f_{yd}	374 MPa

ASSE VERIFICA			
	x	y	
distanza palo-pila	x	0.75	1.15 m
coefficiente tensione	β	5.00	3.52
larghezza sezione	b_w	8.50	7.20 m
area necessaria	A_s	0.0074	0.0151 m ²
diametro ferri	ϕ	26	26 mm
numero ferri	n	26	40
area ferri longitudinali	A_{sl}	0.0138	0.0212 m ²
taglio massimo agente	V_{sd}	6012	7949 kN
taglio massimo per elementi non armati	V_{rd1}	26979	16521 kN
taglio limite	V_{rd2}	56253	47649 kN

Non è necessaria armatura a taglio.

6.2.2. Plinto a 6 pali

	DIMENSIONI PLINTO		
lunghezza	a	8.00	m
larghezza	b	11.00	m
altezza	h	1.80	m
altezza utile	d	1.62	m

	MATERIALI		
calcestruzzo	R _{ck}	35	MPa
	f _{ck}	29	MPa
	γ _c	1.6	
tensione limite taglio	f _{cd}	18	MPa
	τ _{rd}	316	kN/m ²
acciaio	FeB44k	f _{yd}	374 MPa

	ASSE VERIFICA			
	x	y		
distanza palo-pila	x	1.15	2.40	m
coefficiente tensione	β	3.52	1.69	
larghezza sezione	b _w	11.00	8.00	m
area necessaria	A _s	0.0166	0.0266	m ²
diametro ferri	φ	26	26	mm
numero ferri	n	36	52	
area ferri longitudinali	A _{sl}	0.0191	0.0276	m ²
taglio massimo agente	V _{sd}	8751	6705	kN
taglio massimo per elementi non armati	V _{rd1}	24647	8881	kN
taglio limite	V _{rd2}	72797	52944	kN

Non è necessaria armatura a taglio.

6.2.3. Plinto a 8 pali

	DIMENSIONI PLINTO		
lunghezza	a	8.80	m
larghezza	b	11.60	m
altezza	h	1.80	m
altezza utile	d	1.62	m

	MATERIALI		
calcestruzzo	R_{ck}	35	MPa
	f_{ck}	29	MPa
	γ_c	1.6	
tensione limite taglio	f_{cd}	18	MPa
	τ_{rd}	316	kN/m ²
acciaio FeB44k	f_{yd}	374	MPa

		ASSE VERIFICA		
		x	y	
distanza palo-pila	x	1.55	2.70	m
coefficiente tensione	β	2.61	1.50	
larghezza sezione	b_w	11.60	8.80	m
area necessaria	A_s	0.0238	0.0637	m ²
diametro ferri	ϕ	26	26	mm
numero ferri	n	45	102	
area ferri longitudinali	A_{sl}	0.0239	0.0542	m ²
taglio massimo agente	V_{sd}	9317	11976	kN
taglio massimo per elementi non armati	V_{rd1}	19407	9135	kN
taglio limite	V_{rd2}	76768	58238	kN

È necessaria armatura a taglio per la lunghezza di 3.80m fino al bordo del plinto. Tale armatura andrà estesa per tutta la larghezza (16.60m) del plinto.

Si sceglie di inserire 30 cavallotti al metro:

diametro staffe	ϕ	26	mm
bracci	br	60	
area armatura trasversale	A_{sw}	0.0319	m ²
passo staffe	s	2.70	m
inclinazione staffe rispetto all'orizzontale	α	90	

Tale armatura fornisce i seguenti valori di taglio resistente:

Verifica del conglomerato

V_{rd2}	58238	kN
-----------	-------	----

taglio resistente

VERIFICA

Verifica dell'armatura trasversale
d'anima

V_{cd}	9135	kN
V_{wd}	6432	kN
V_{rd3}	12864	kN

taglio assorbito dal CLS teso

taglio assorbito dall'armatura trasversale

taglio resistente

VERIFICA

6.2.4. Plinto a 9 pali

DIMENSIONI PLINTO		
lunghezza	a	9.40 m
larghezza	b	11.60 m
altezza	h	2.00 m
altezza utile	d	1.80 m

MATERIALI		
calcestruzzo	R_{ck}	35 MPa
	f_{ck}	29 MPa
	γ_c	1.6
tensione limite taglio	f_{cd}	18 MPa
	τ_{rd}	316 kN/m ²
	f_{ctd}	1264 kN/m ²
resistenza a trazione cls		
acciaio	f_{yd}	374 MPa
		FeB44k

ASSE VERIFICA			
	x	y	
distanza palo-pila	x	1.80	2.70 m
coefficiente tensione	β	2.50	1.67
larghezza sezione	b_w	11.60	9.40 m
area long. necessaria	A_s	0.0426	0.0391 m ²
diametro ferri longitudinali	ϕ	26	26 mm
numero ferri longitudinali	n	80	78
area ferri longitudinali	A_{sl}	0.0425	0.0414 m ²
taglio massimo agente	V_{sd}	15934	9734 kN
taglio massimo per elementi non armati	V_{rd1}	21135	11565 kN
taglio limite	V_{rd2}	85298	69121 kN

Non è necessaria armatura a taglio.

6.3. Verifica a punzonamento (S.L.U.)

Si considera una diffusione delle tensioni secondo un angolo di 33.7° all'interno del plinto. L'EC2 prescrive di effettuare la verifica nella sezione critica in cui tale diffusione è avvenuta completamente, il che equivale a considerare una sezione con altezza pari a d e lunghezza pari a l_w .

La resistenza a taglio è data da:

$$V_{Rd1} = \beta \tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_1) l_w d$$

dove a differenza della simbologia utilizzata nel PARAGRAFO 6.2:

ρ_1 $\sqrt{\rho_{1x} \rho_{1y}} \leq 0.015$ (ρ_{1x} e ρ_{1y} si riferiscono all'armatura tesa disposta rispettivamente nelle direzioni x e y)
 l_w è il perimetro critico, ottenuto secondo la parte 4.3.4.2.1 dell'EC2.

6.3.1. Plinto a 5 pali

taglio massimo agente
 taglio massimo per elementi non armati

V_{sd}	5962	kN
V_{rd1}	23699	kN

6.3.2. Plinto a 6 pali

taglio massimo agente
 taglio massimo per elementi non armati

V_{sd}	5029	kN
V_{rd1}	16778	kN

6.3.3. Plinto a 8 pali

taglio massimo agente
 taglio massimo per elementi non armati

V_{sd}	6703	kN
V_{rd1}	12719	kN

6.3.4. Plinto a 9 pali

taglio massimo agente
 taglio massimo per elementi non armati

V_{sd}	6785	kN
V_{rd1}	15375	kN

7. Le spalle

Nel presente capitolo vengono trattate le analisi e le verifiche delle spalle del viadotto in esame.

Per quanto riguarda le analisi dei carichi e la determinazione delle sollecitazioni provenienti dall'impalcato si rimanda, come già detto nella premessa, alla relazione di questo (D1-RT-VI00-001.doc), mentre per le azioni agenti direttamente sulla spalla (pesi e spinte) il procedimento con cui vengono calcolate le sollecitazioni verrà illustrato qui di seguito.

Dato il carattere di relazione di predimensionamento che riveste la presente i calcoli seguenti sono stati svolti esclusivamente nell'ottica di determinare gli effetti globali sulla spalla (sollecitazioni sui pali), in quanto gli elementi soggetti ad azioni a carattere più locale, che sono la paraghiaia, il muro frontale, i muri andatori, la platea di fondazione e dove presenti le bandiere in appendice ai muri andatori, sono stati dimensionati in modo che sicuramente non avranno problemi di sorta a soddisfare le verifiche.

Nelle analisi che seguiranno sono state utilizzate le seguenti caratteristiche dei terreni:

$\gamma = 19 \text{ KN/mc}$

$C = 0$

$\Phi' = 38^\circ$

e le spinte da essi procurate sono state calcolate come segue:

- In condizioni statiche si utilizza il coefficiente K_0 di spinta a riposo
- In condizioni sismiche le forze possono essere così scritte:

$$F_{s,eq} = (M_{st} + M_{sol} + \gamma h^2) * PGA$$

dove M_{st} sono le masse strutturali e M_{sol} sono quelle non strutturali che possono essere considerate solidali come ad esempio finiture, il terzo termine in parentesi è la spinta delle terre su paramenti verticali e terrapieno orizzontale calcolata come da normativa (ricavata da Eurocodice 8). Il termine equivale a prendere una massa di terra di profondità pari all'altezza, essendo γ il peso di volume del terreno di rinterro.

Tale assunzione è stata introdotta, in alternativa al criterio finora utilizzato (Mononobe-Okabe), per le strutture rigide completamente vincolate quali possono essere le spalle su pali, nel caso cioè non si sviluppino nel terreno uno stato di spinta attiva.

Naturalmente tali condizioni che portano ad utilizzare un metodo di calcolo della spinta più gravoso è valido finché non si sviluppino nel terreno di fondazione fenomeni di plasticizzazione che portano a spostamenti o rotazioni che innescano l'attivazione della spinta attiva; quindi in pratica si può affermare che tale metodo è valido per sismi da stato limite di esercizio, che è quanto faremo per le spalle in questa fase di predimensionamento.

Le verifiche ovviamente verranno condotte in modo da assicurarsi che per tale evento le strutture di progetto non subiscano danni (verifiche allo stato limite di danno, le strutture devono rimanere in campo elastico).

Il periodo di ritorno assunto per questo evento è quello indicato dall'Eurocodice 8 di 95 anni, da cui è possibile ricavare un'intensità attesa per questo evento sismico a partire da quella specificata in normativa per l'evento distruttivo con periodo di ritorno pari a 475 anni, l'espressione utilizzata per scalare l'accelerazione massima attesa al suolo (PGA) è la seguente:

$$PGA_{95} = PGA_{475} * (95/475)^{0.35} = 0.57 PGA_{475}$$

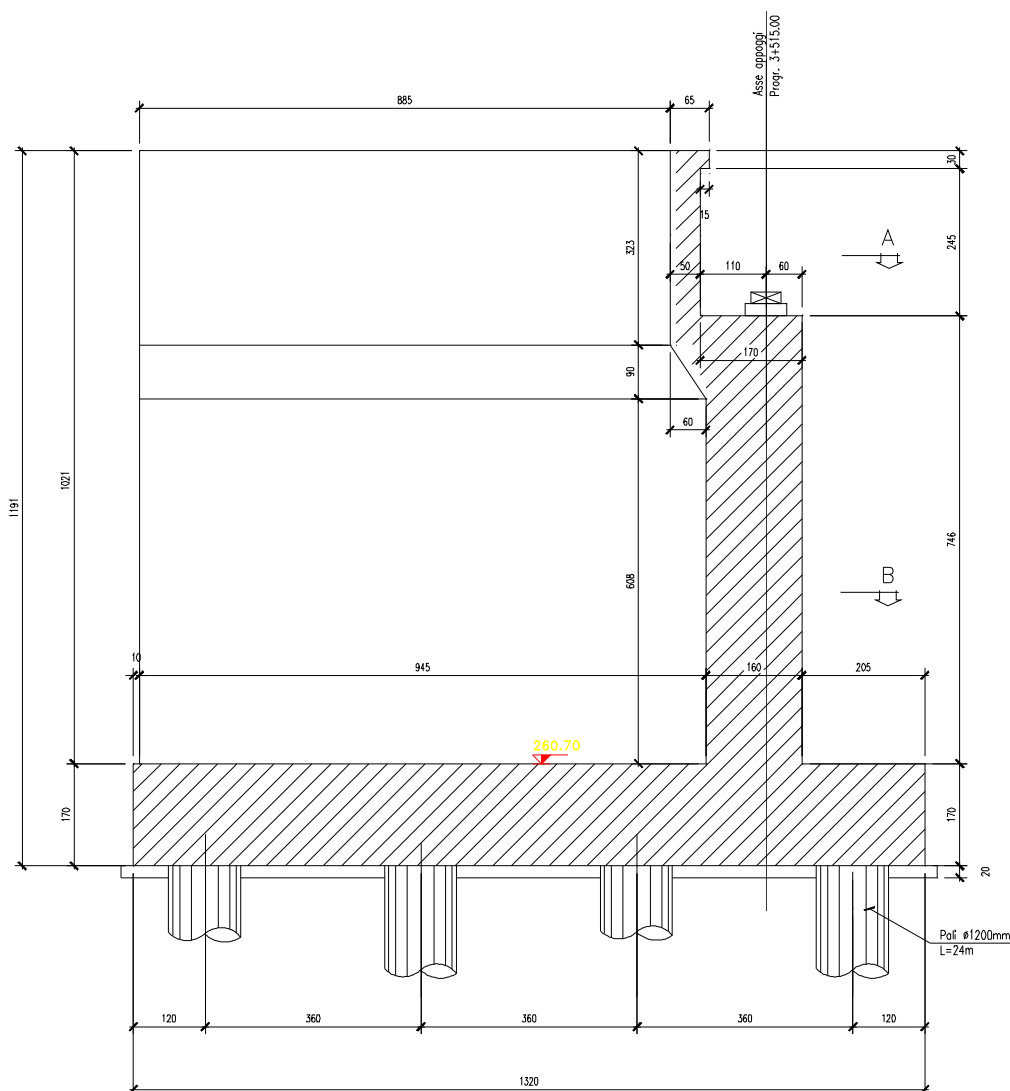
Da notare che, non avendosi dati storici sufficienti per una analisi rigorosa, si è assunto un valore prudenziale per l'esponente della formula precedente all'interno di un range suggerito dall'Eurocodice stesso.

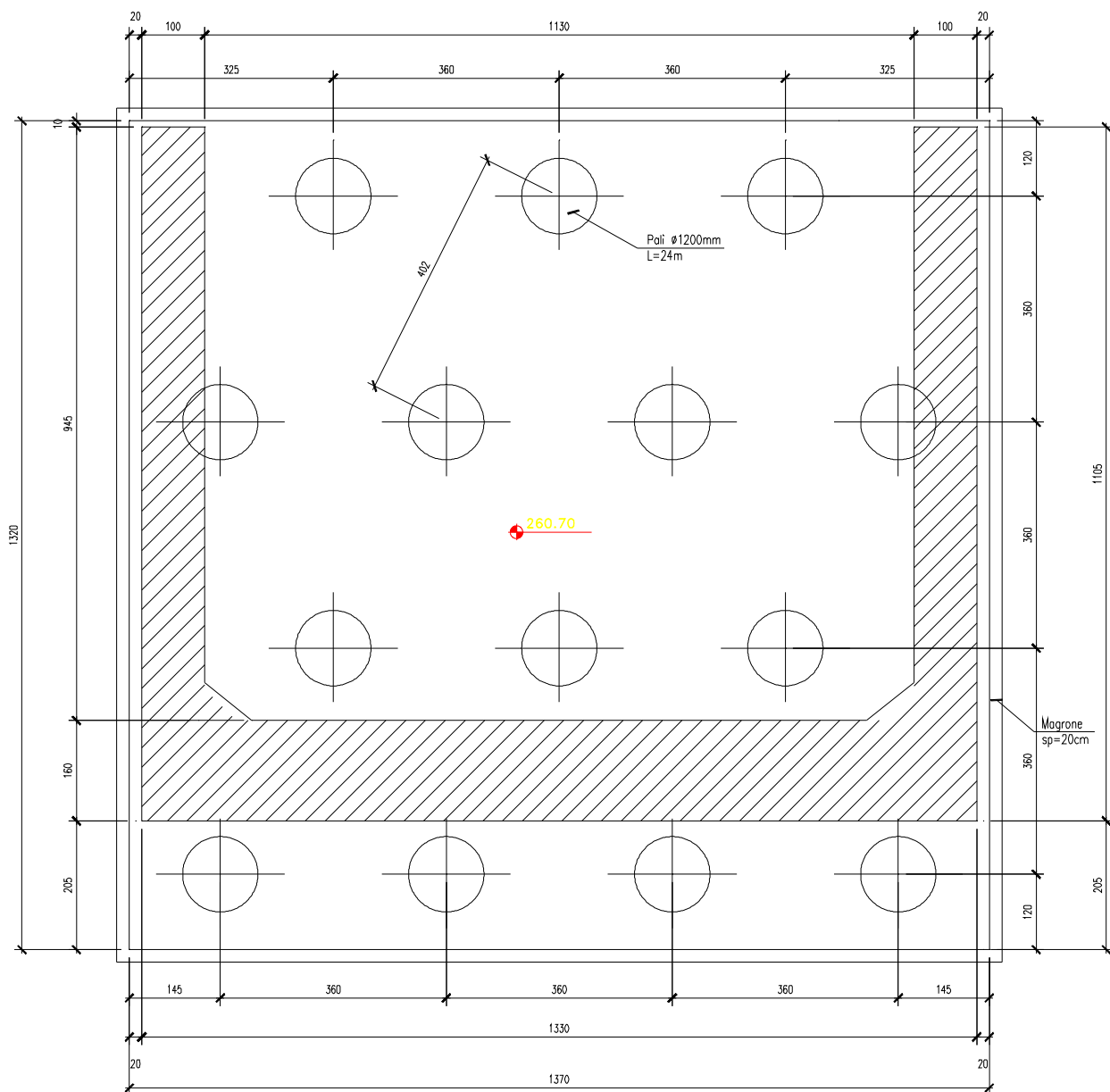
In definitiva per il terremoto con periodo di ritorno di 95 anni si assume per l'area di progetto (I categoria) un $PGA = 0.2 g$.

Passiamo ora ai calcoli relativi alle due spalle:

7.1. Spalla A

Riportiamo prima di esporre i calcoli due immagini illustrative della geometria della spalla.





7.1.1. Analisi dei carichi

I carichi agenti possono dividersi in quelli trasmessi dall'impalcato alla spalla ed in quelli dovuti al peso proprio di questa e alle azioni agenti a tergo di essa.

I momenti calcolati nei paragrafi seguenti sono determinati rispetto al baricentro dell'intradosso della fondazione.

PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

ELEMENTO	b _i [m]	Area	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _i [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _i [kN m]	m _t [kN m]
Muro frontale	1,60	-	13,30	7,46	158,75	3968,7	3,49	0,00	5,43	13850,8	0,0
Paraghiaia (con H min)	0,50	-	13,30	2,75	18,29	457,2	2,34	0,00	10,54	1069,8	0,0
Paraghiaia(tratto variabile)+ area dente	0,00	0,60	13,30	0,00	7,98	199,5	2,34	0,00	10,54	466,8	0,0
Muri andatori inferiori	9,45	0,00	2,00	6,78	128,14	3203,6	-2,04	0,00	5,09	-6535,2	0,0
Muro andatorio superiore SX	8,85	-	0,50	3,43	15,18	379,4	-2,34	6,40	10,20	-887,9	2428,4
Muro andatorio superiore DX	8,85	-	0,50	3,43	15,18	379,4	-2,34	-6,40	10,20	-887,9	-2428,4
Platea di fondazione	13,20	-	13,70	1,70	307,43	7685,7	-0,26	0,00	0,85	-1998,3	0,0
						16273,5				5078,2	0,0

Distanza bordo interno muro frontale dal baricentro della palificata

d_i= 2,69 m

7.1.1.1. *Pesi propri degli elementi della spalla*

PESO DEL RIEMPIMENTO SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

ELEMENTO	b _i [m]	Area	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _i [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _i [kN m]	m _t [kN m]
riempimento interno H min (misto ceme)	-	109,9	-	3,88	426,4	8101,8	-2,34	0	10,18	-18958,3	0,0
riempimento interno (terreno da rilevato)	-	107,5	-	6,33	680,5	12929,0	-2,04	0	4,97	-26375,2	0,0
						21030,9				-45333,5	0,0

7.1.1.2. *Peso del riempimento sulla zattera di fondazione*

SOVRACCARICHI PERMANENTI

ELEMENTO	L (m)	Area (m)	γ [KN/m ³]	γ [KN/m ²]	γ [KN/m]	P [kN]	e _i [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _i [kN m]	m _t [kN m]
Pavimentazione	-	109,9	-	2,5	-	274,8	-2,34	0	10,26	-642,9	0,0
Barriere*2	9,5	-	-	-	1,50	28,5	-2,01	0	10,91	-57,3	0,0
Velette*2	9,5	-	-	-	3,25	61,8	-2,01	0	10,16	-124,1	0,0
						365,0				-824,3	0,0

7.1.1.3. *Peso dei sovraccarichi permanenti sulla spalla*

ACCIDENTALI

ELEMENTO	L (m)	Area (m)	γ [KN/m ³]	γ [KN/m ²]	γ [KN/m]	P [kN]	e _i [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _i [kN m]	m _t [kN m]
Sovraccarico	-	109,9	-	20	-	2198,0	-2,34	0	-	-5143,3	0,0

7.1.1.4. *Peso degli accidentali sulla spalla*

7.1.1.5. *Spinta del terreno a tergo della spalla*

SPINTA DEL TERRENO

γ _{terr} [KN/m ³]	φ [°]	K ₀	H _{sp} [m]	b _{sp} [m]	F [kN]	e _v [m]	m _i [kN m]
19	38	0,38	11,91	13,3	6943	3,97	27393

7.1.1.6. *Spinta dovuta ai sovraccarichi permanenti a tergo della spalla*

SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO PERMANENT

φ [°]	K ₀	H _{sp} [m]	q(KN/m)	F [kN]	e _v [m]	m _i [kN m]
38	0,38	11,91	30,75	141	5,96	838

7.1.1.7. Spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali 20 KN/mq
SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE 20 KN/mq

ϕ [°]	K0	H _{sp} [m]	q (KN/m)	F [kN]	e _v [m]	m _i [kN m]
38	0,38	11,91	246	1126	5,96	6706

7.1.1.8. Spinta in fase sismica del terreno

$$F_{s,eq} = 7169 \text{ KN} \quad e_v = 5.96 \text{ m} \quad M_{s,eq} = 42691 \text{ KNxm}$$

7.1.1.9. Azione sismica sulle masse della spalla

Riportiamo il calcolo del baricentro delle masse:

PESO PROPRIO SPALLA E PERMANENTI PORTATI

ELEMENTO	P [kN]	e _v [m]	m _i (kg)	m e _v
Muro frontale	3968,7	5,43	40456	219675
Paraghiaia (con H min)	457,2	10,54	4660	49098
Paraghiaia(tratto variabile)+ area dente	199,5	10,54	2034	21424
Muri andatori inferiori	3203,6	5,09	32656	166219
Muro andatorio superiore SX	379,4	10,20	3868	39434
Muro andatorio superiore DX	379,4	10,20	3868	39434
Muro in c.a. in SX	0,0	0,00	0	0
Parte rimanente del marciapiede in SX	0,0	0,00	0	0
Parte rimanente del cordolo in DX	0,0	0,00	0	0
Platea di fondazione	7686	0,85	78346	66594
Pavimentazione	274,8	10,26	2801	28735
Barriere*2	28,5	10,91	291	3170
Velette*2	61,8	10,16	629	6395
	16639		169608	640177

z=b_v
3,77

$$b_v = (\sum m_i e_{vi}) / (\sum m_i)$$

$$F_s = 3328 \text{ KN} \quad M_s = 12560 \text{ KNxm}$$

I valori calcolati in questo paragrafo valgono sia in senso longitudinale che trasversale alla spalla.

7.1.1.10. Azioni provenienti dall'impalcato

Nella tabella seguente vengono riportate le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla attraverso gli apparecchi d'appoggio.

	N	MI	Mt	TI	Tt
pp+port	1700	6273			
Acc N-MI	1620	5978	1990		
Acc Mt I-M	876	3232	3067		
Acc Mt I	876	3232	3067		
Vento					243
Sisma I				0	
Sisma t					2
Attr				111	

7.1.2. Determinazione delle sollecitazioni e verifiche

In questo paragrafo si determinano le sollecitazioni sui pali e si effettua la loro verifica strutturale agli S.L.E..

7.1.2.1. *Sollecitazioni all'intradosso fondazione combinate*

Spalla

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	37669	-12848	0	7084	0
AII (2)	39867	-11286	0	8210	0
AII (3)	39867	-11286	0	8210	0
AII (4)	37669	-12848	0	7084	0
AIII (2)	39867	-11286	0	8210	0
AIII (3)	39867	-11286	0	8210	0
AIII (4)	37669	-12848	0	7084	0
AV (long)	37669	15010	0	10637	0
AV (trasv)	37669	-12848	12560	7084	3328

Impalcato

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	1700	7307	2274	111	243
AII (2)	3320	13285	2900	111	97
AII (3)	2576	10540	3977	111	97
AII (4)	2576	10540	3977	111	97
AIII (2)	3320	13285	2445	111	49
AIII (3)	2576	10540	3522	111	49
AIII (4)	2576	10540	3522	111	49
AV (long)	1700	6273	0	0	0
AV (trasv)	1700	6273	19	0	2

7.1.2.2. *Combinazioni di verifica intradosso fondazioni*

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	39369	-5541	2274	7194	243
AII (2)	43187	1999	2900	8321	97
AII (3)	42443	-746	3977	8321	97
AII (4)	40245	-2308	3977	7194	97
AIII (2)	43187	1999	2445	8321	49
AIII (3)	42443	-746	3522	8321	49
AIII (4)	40245	-2308	3522	7194	49
AV (long)	39369	21283	0	10637	0
AV (trasv)	39369	-6575	12579	7084	3330

7.1.2.3. Sollecitazioni sui pali

sle	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	T
AI	2996	2951	2906	2930	2885	2840	2795	2819	2774	2729	2754	2709	2663	2618	514
AII (2)	3092	3035	2977	3153	3095	3038	2980	3156	3098	3041	3217	3159	3102	3044	594
AII (3)	3129	3050	2971	3157	3078	2999	2920	3105	3027	2948	3133	3054	2975	2896	594
AII (4)	3011	2932	2854	3014	2935	2856	2777	2938	2859	2780	2940	2862	2783	2704	514
AIII (2)	3083	3035	2986	3139	3091	3042	2994	3147	3098	3050	3203	3155	3106	3058	594
AIII (3)	3120	3050	2980	3143	3073	3004	2934	3096	3027	2957	3120	3050	2980	2910	594
AIII (4)	3002	2932	2863	3001	2931	2861	2791	2929	2859	2789	2927	2857	2787	2717	514
AV (long)	2279	2279	2279	2618	2618	2618	2618	2957	2957	2957	3297	3297	3297	3297	760
AV (trasv)	3226	2977	2727	3246	2997	2747	2498	3017	2767	2518	3037	2787	2538	2288	559

Valori massimi

	Nmax (KN)	T (KN)	Nmin	
Condizioni statiche				
	2618	514		
	3217	594		
		594	2896	
Condizioni sismiche		559	2288	Sisma t
	3246	559		Sisma t
	3297	760		Sisma l
		760	2279	Sisma l

7.1.2.4. Determinazione delle sollecitazioni di verifica sui pali tramite il metodo della linea elastica

dati geometrici del palo

$\Phi = 1200$ mm
cls Rck = 25 MPa

$E = 2,85E+07$ KN/m²

$J = 1,02E-01$ m⁴

Le azioni assiale ed orrizzontale agenti in testa palo sono:

Nmax = 3.297 KN

H = 760 KN

Nmin = 2.279 KN

H = 760 KN

Hmax = 760 KN

modulo di elasticità del terreno

Es = 30000 KN/mq

tratto di palo libero

h = 0 m

vincolo testa palo

c

lunghezza elastica del palo

Lo = 4,43 m

momento flettente massimo testa pa

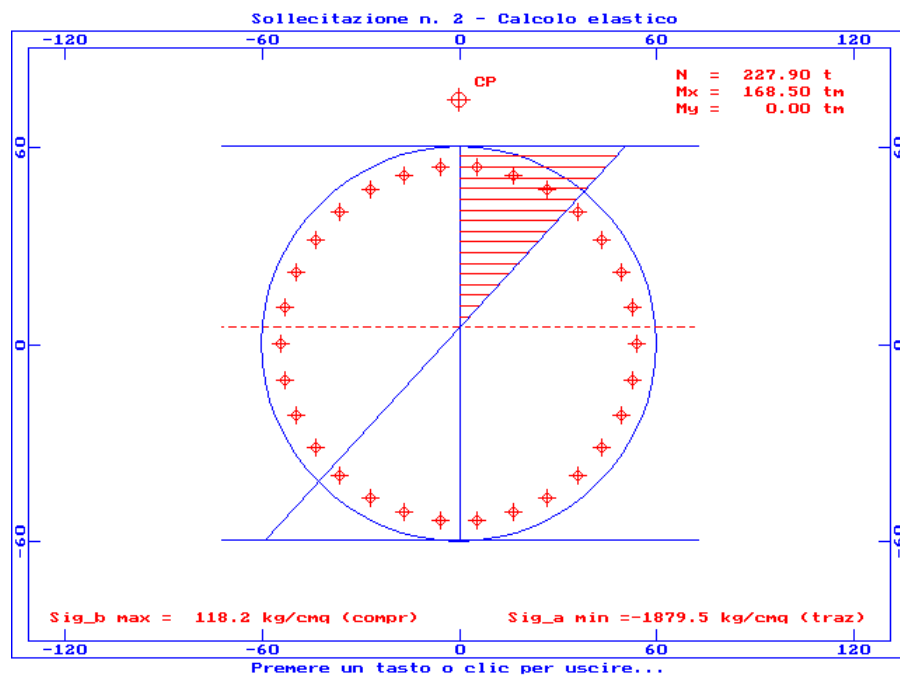
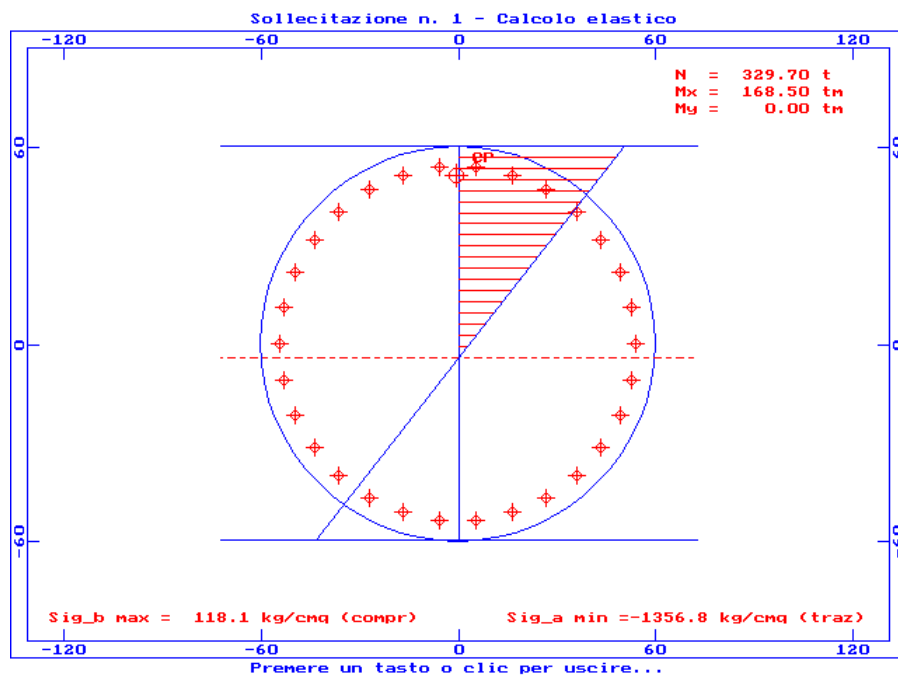
Mmax = 1685 KNm

Da cui le azioni di pressoflessione sono:

verifica a pressoflessione dei pali:

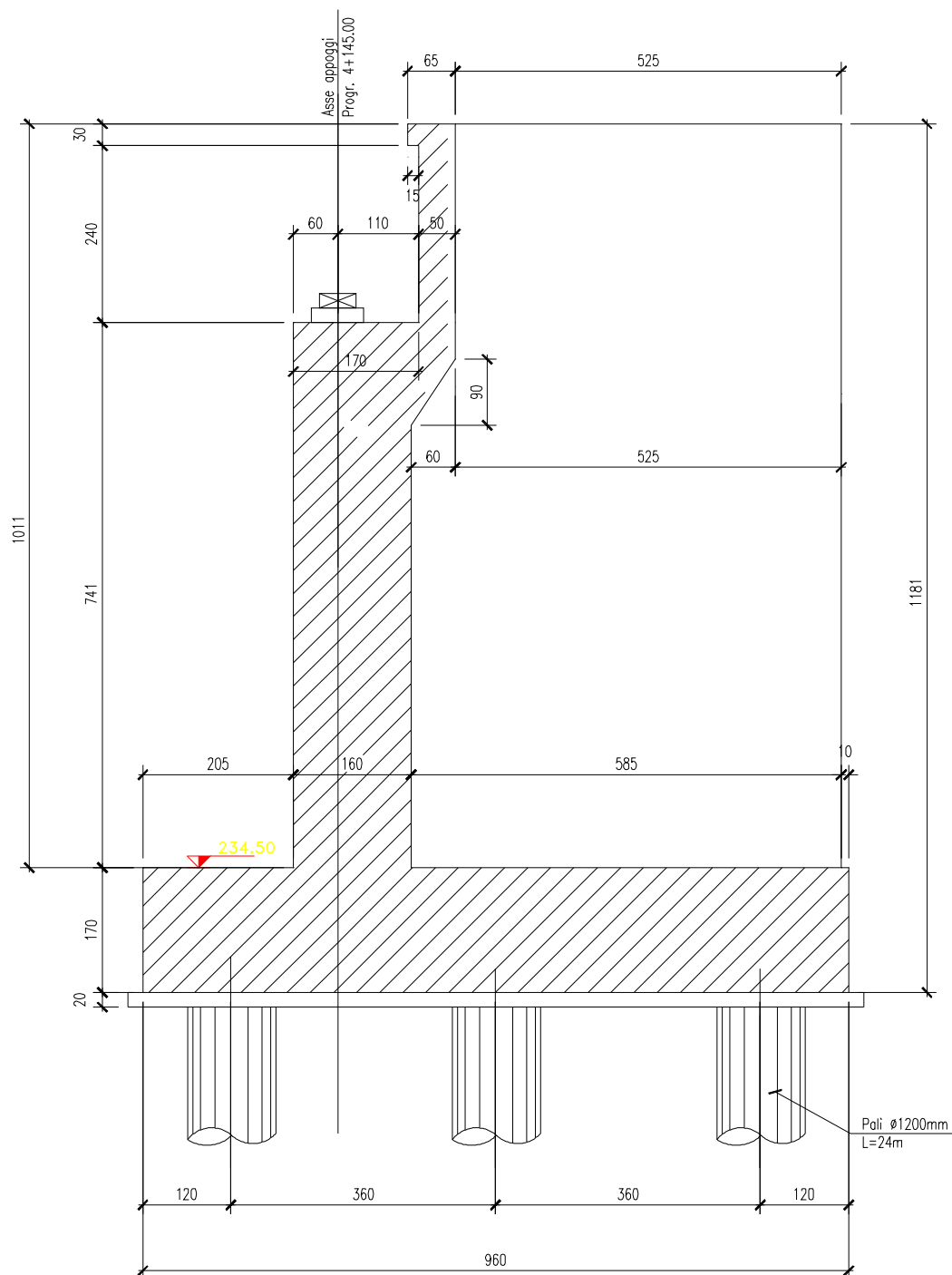
	N [KN]	M [KNm]
cond 1	3297	1685
cond 2	2279	1685

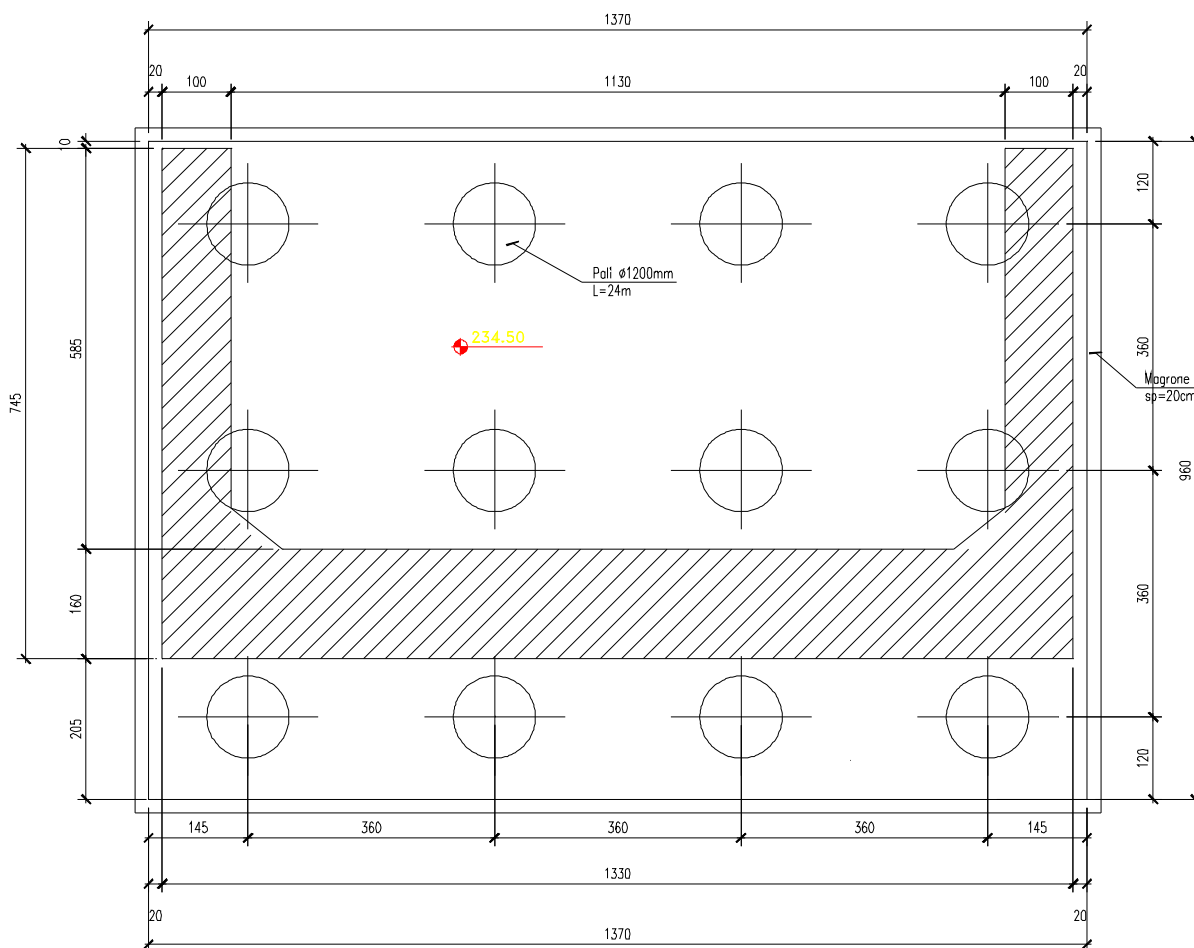
7.1.2.5. *Verifiche strutturali agli S.L.E. dei pali (armatura longitudinale 30D26)*



7.2. Spalla B

Riportiamo prima di esporre i calcoli due immagini illustrative della geometria della spalla.





7.2.1. Analisi dei carichi

I carichi agenti possono dividersi in quelli trasmessi dall'impalcato alla spalla ed in quelli dovuti al peso proprio di questa e alle azioni agenti a tergo di essa.

I momenti calcolati nei paragrafi seguenti sono determinati rispetto al baricentro dell'intradosso della fondazione.

7.2.1.1. *Pesi propri degli elementi della spalla*

ELEMENTO	b _i [m]	Area	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _i [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _i [kN m]	m _t [kN m]
Muro frontale	1,60	-	13,30	7,41	157,68	3942,1	1,95	0,00	5,41	7687,1	0,0
Paraghiaia (con H min)	0,50	-	13,30	2,70	17,96	448,9	0,80	0,00	10,46	359,1	0,0
Paraghiaia(tratto variabile)+ area dente	0,00	0,60	13,30	0,00	7,98	199,5	0,80	0,00	10,46	159,6	0,0
Muri andatori inferiori	5,85	0,00	2,00	6,91	80,85	2021,2	-1,77	0,00	5,16	-3577,5	0,0
Muro andatorio superiore SX	5,25	-	0,50	3,20	8,40	210,0	-2,07	6,40	10,21	-434,7	1344,0
Muro andatorio superiore DX	5,25	-	0,50	3,20	8,40	210,0	-2,07	-6,40	10,21	-434,7	-1344,0
Platea di fondazione	9,60	-	13,70	1,70	223,58	5589,6	0,00	0,00	0,85	0,0	0,0
						12621,3				3759,0	0,0

Distanza bordo interno muro frontale dal baricentro della palificata

d_i= 1,15 m

7.2.1.2. *Peso del riempimento sulla zattera di fondazione*

PESO DEL RIEMPIMENTO SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

ELEMENTO	b _i [m]	Area	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _i [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _i [kN m]	m _t [kN m]
riempimento interno H min (misto ceme)	-	65,8	-	3,20	210,6	4000,6	-2,07	0	10,18	-8281,3	0,0
riempimento interno (terreno da rilevato)	-	67,1	-	6,91	463,7	8809,6	-1,77	0	4,97	-15592,9	0,0
						12810,2				-23874,2	0,0

7.2.1.3. *Peso dei sovraccarichi permanenti sulla spalla*

SOVRACCARICHI PERMANENTI

ELEMENTO	L (m)	Area (m)	γ [KN/m ³]	γ [KN/m ²]	γ [KN/m]	P [kN]	e _i [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _i [kN m]	m _t [kN m]
Pavimentazione	-	65,8	-	2,5	-	164,5	-2,07	0	10,26	-340,5	0,0
Barriere*2	5,9	-	-	-	1,50	17,7	-2,07	0	10,91	-36,6	0,0
Velette*2	5,9	-	-	-	3,25	38,4	-2,07	0	10,16	-79,4	0,0
						220,6				-456,5	0,0

7.2.1.4. *Peso degli accidentali sulla spalla*

ACCIDENTALI

ELEMENTO	L (m)	Area (m)	γ [KN/m ³]	γ [KN/m ²]	γ [KN/m]	P [kN]	e _i [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _i [kN m]	m _t [kN m]
Sovraccarico	-	65,8	-	20	-	1316,0	-2,07	0	-	-2724,1	0,0

7.2.1.5. *Spinta del terreno a tergo della spalla*

SPINTA DEL TERRENO							
γ _{terr} [KN/m ³]	φ [°]	K0	H _{sp} [m]	b _{sp} [m]	F [kN]	e _v [m]	m _i [kN m]
19	38	0,38	11,81	13,3	6828	3,94	26710

7.2.1.6. *Spinta dovuta ai sovraccarichi permanenti a tergo della spalla*

SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO PERMANENT						
φ [°]	K0	H _{sp} [m]	q [KN/m]	F [kN]	e _v [m]	m _i [kN m]
38	0,38	11,81	30,75	140	5,91	824

7.2.1.7. *Spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali 20 KN/mq*

SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE 20 KN

ϕ [°]	K0	H _{sp} [m]	q (KN/m)	F [kN]	e _v [m]	m _i [kN m]
38	0,38	11,81	246	1117	5,91	6594

7.2.1.8. *Spinta in fase sismica del terreno*

$$F_{s,eq} = 7049 \text{ KN} \quad e_v = 5.91 \text{ m} \quad M_{s,eq} = 41625 \text{ KNxm}$$

7.2.1.9. *Azione sismica sulle masse della spalla*

Riportiamo il calcolo del baricentro delle masse:

PESO PROPRIO SPALLA E PERMANENTI PORTATI

ELEMENTO	P [kN]	e _v [m]	m _i (kg)	m e _v
Muro frontale	3942,1	5,41	40185	217198
Paraghiaia (con H min)	448,9	10,46	4576	47862
Paraghiaia(tratto variabile)+ area dente	199,5	10,46	2034	21272
Muri andatori inferiori	2021,2	5,16	20603	106210
Muro andatorio superiore SX	210,0	10,21	2141	21856
Muro andatorio superiore DX	210,0	10,21	2141	21856
Muro in c.a. in SX	0,0	0,00	0	0
Parte rimanente del marciapiede in SX	0,0	0,00	0	0
Parte rimanente del cordolo in DX	0,0	0,00	0	0
Platea di fondazione	5590	0,85	56979	48432
Pavimentazione	164,5	10,26	1677	17205
Barriere*2	17,7	10,91	180	1968
Velette*2	38,4	10,16	391	3972
	12842		130905	507831

$$z = b_v$$

$$3,88$$

$$b_v = (\sum m_i e_{vi}) / (\sum m_i)$$

$$F_s = 2568 \text{ KN} \quad M_s = 9964 \text{ KNxm}$$

I valori calcolati in questo paragrafo valgono sia in senso longitudinale che trasversale alla spalla.

7.2.1.10. *Azioni provenienti dall'impalcato*

Nella tabella seguente vengono riportate le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla attraverso gli apparecchi d'appoggio.

	N	MI	Mt	TI	Tt
pp+port	1390	2989			
Acc N-MI	1620	3483	1990		
Acc Mt I-M	876	1883	3067		
Acc Mt I	876	1883	3067		
Vento					127
Sisma I				0	
Sisma t					6
Attr				90	

7.2.2. Determinazione delle sollecitazioni e verifiche

In questo paragrafo si determinano le sollecitazioni sui pali e si effettua la loro verifica strutturale agli S.L.E..

7.2.2.1. *Sollecitazioni all'intradosso fondazione combinate*

Spalla

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	25652	6962	0	6967	0
AII (2)	26968	10832	0	8084	0
AII (3)	26968	10832	0	8084	0
AII (4)	25652	6962	0	6967	0
AIII (2)	26968	10832	0	8084	0
AIII (3)	26968	10832	0	8084	0
AIII (4)	25652	6962	0	6967	0
AV (long)	25652	31841	0	9757	0
AV (trasv)	25652	6962	9964	6967	2568

Impalcato

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	1390	3830	1182	90	127
AII (2)	3010	7313	2463	90	51
AII (3)	2266	5713	3540	90	51
AII (4)	2266	5713	3540	90	51
AIII (2)	3010	7313	2226	90	25
AIII (3)	2266	5713	3303	90	25
AIII (4)	2266	5713	3303	90	25
AV (long)	1390	2989	0	0	0
AV (trasv)	1390	2989	56	0	6

7.2.2.2. *Combinazioni di verifica intradosso fondazioni*

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	27042	10792	1182	7057	127
AII (2)	29978	18144	2463	8174	51
AII (3)	29234	16545	3540	8174	51
AII (4)	27918	12675	3540	7057	51
AIII (2)	29978	18144	2226	8174	25
AIII (3)	29234	16545	3303	8174	25
AIII (4)	27918	12675	3303	7057	25
AV (long)	27042	34830	0	9757	0
AV (trasv)	27042	9951	10019	6967	2574

7.2.2.3. Sollecitazioni sui pali

sl	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	T
AI	1846	1868	1890	1912	2221	2243	2264	2286	2595	2617	2639	2661	588
All (2)	1800	1845	1891	1937	2430	2475	2521	2567	3060	3105	3151	3197	681
All (3)	1763	1829	1894	1960	2338	2403	2469	2535	2912	2978	3043	3109	681
All (4)	1788	1854	1919	1985	2228	2294	2359	2425	2668	2734	2799	2865	588
AIll (2)	1806	1848	1889	1930	2436	2478	2519	2560	3066	3108	3149	3190	681
AIll (3)	1770	1831	1892	1953	2344	2406	2467	2528	2919	2980	3041	3102	681
AIll (4)	1795	1856	1917	1978	2235	2296	2357	2418	2675	2736	2797	2858	588
AV (long)	1044	1044	1044	1044	2254	2254	2254	2254	3463	3463	3463	3463	813
AV (trasv)	1630	1815	2001	2186	1975	2161	2346	2532	2321	2506	2692	2877	619

	Nmax (KN)	T (KN)	Nmin	
Condizioni statiche				
	3197	681	1763	
Condizioni sismiche		619	1630	Sisma t
	2877	619		Sisma t
	3463	813		Sisma l
		813	1044	Sisma l

Valori massimi

7.2.2.4. Determinazione delle sollecitazioni di verifica sui pali tramite il metodo della linea elastica

dati geometrici del palo

$\Phi = 1200$ mm
cls Rck = 25 MPa

$E = 2,85E+07$ KN/m²

$J = 1,02E-01$ m⁴

Le azioni assiale ed orrizzontale agenti in testa palo sono:

Nmax = 3.643 KN

H = 813 KN

Nmin = 1.044 KN

H = 813 KN

Hmax = 813 KN

modulo di elasticità del terreno

Es = 30000 KN/mq

tratto di palo libero

h = 0 m

vincolo testa palo

c

lunghezza elastica del palo

Lo = 4,43 m

momento flettente massimo testa pa

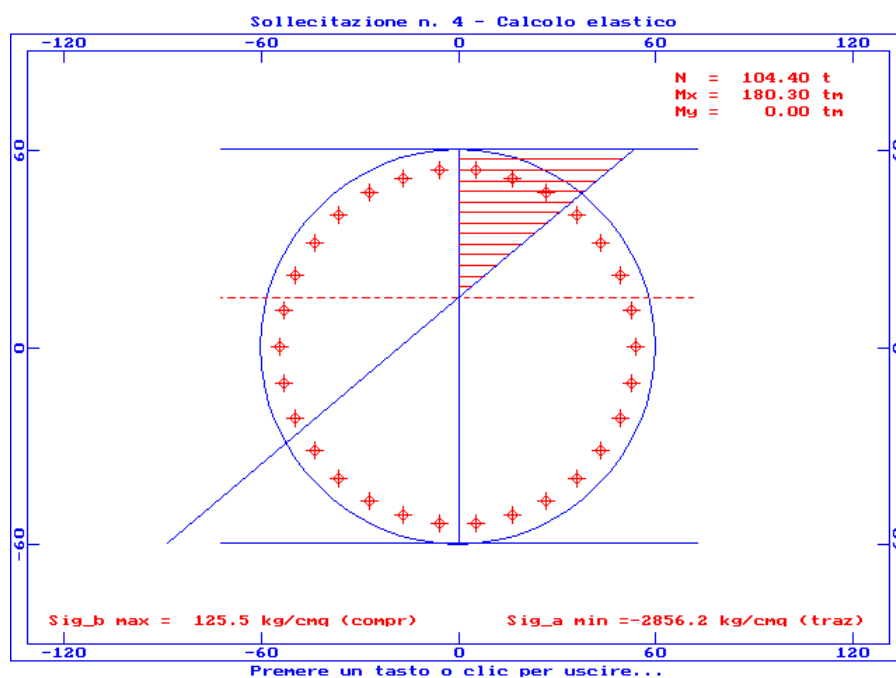
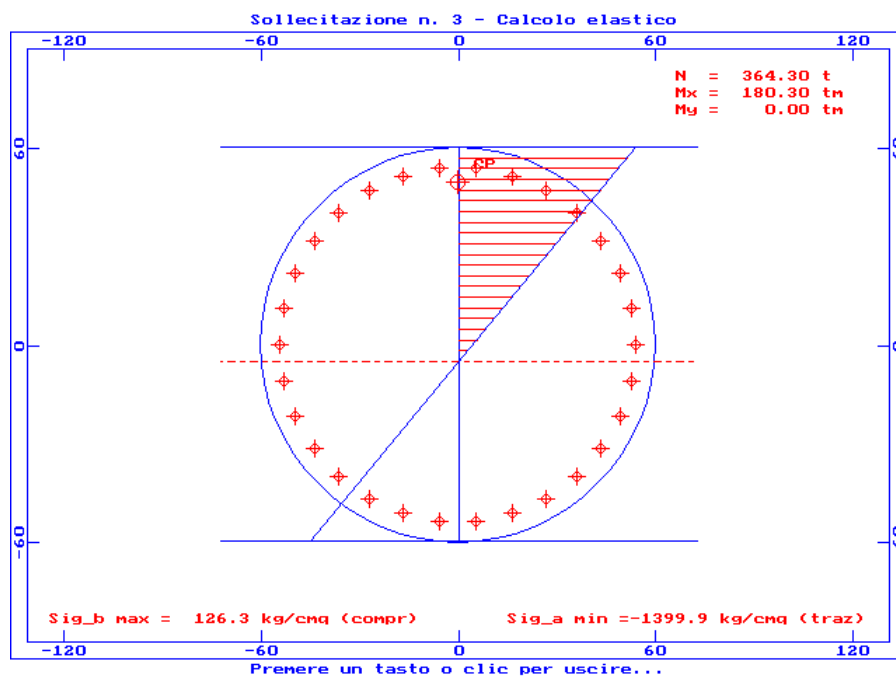
Mmax = 1803 KNm

Da cui le azioni di pressoflessione sono:

verifica a pressoflessione dei pali:

	N [KN]	M [KNm]
cond 1	3643	1803
cond 2	1044	1803

7.2.2.5. *Verifiche strutturali agli S.L.E. dei pali (armatura longitudinale 30D26)*



8. Verifiche geotecniche

In questo capitolo sono esposti i risultati delle principali verifiche geotecniche delle opere di fondazione. I criteri di calcolo e di verifica sono esposti nel dettaglio nella Relazione geotecnica generale (D1RBGE00001) alla quale si rimanda anche per il commento di dettaglio delle indagini e per la caratterizzazione geotecnica dei terreni. In questa sede tali aspetti vengono ripresi solo sinteticamente. Sono inoltre esposti e commentati i risultati dei calcoli relativi alle opere in oggetto.

8.1. Inquadramento e schema geotecnico

Il viadotto attraversa la valle del Torrente Laio. Nel primo tratto il viadotto percorre a mezza costa il versante sinistro della valle, quindi attraversa l'area di fondovalle. La valle è interamente incisa nella formazione delle Argille siltose grigie. Sul versante in sponda sinistra le argille sono coperte da una coltre di alterazione e detritico-eluviale. Nella zona di fondovalle le argille sono coperte dalle alluvioni di fondovalle.

Nell'area interessata dal viadotto sono stati realizzati 2 stendimenti sismici (B32÷B33) e il sondaggio S8. Gli stendimenti sismici, ubicati sul versante, hanno individuato una coltre di alterazione del substrato argilloso (con velocità decisamente basse dell'ordine di 700 m/s) per spessori generalmente inferiori a 5 m. Al di sotto della coltre le velocità sono dell'ordine di 1700-1800 m/sec, che possono essere attribuite alla formazione argillosa del substrato mediamente alterata.

Il sondaggio S8 ha attraversato uno strato alluvionale di spessore esiguo (circa 3 m) e uno strato di alterazione delle argille fino alla profondità di circa 7 m. E' da ritenere tuttavia che nelle zone più centrali dell'area di fondovalle le alluvioni possano risultare di spessore più elevato.

L'indagine geologica non ha individuato per questo settore fenomeni di instabilità.

Con riferimento alla caratterizzazione geotecnica esposta nella Relazione Geotecnica generale prima citata e ai risultati delle indagini eseguite nel sito, è stato definito il seguente schema di calcolo, valido per la zona a mezza costa..

Sono stati definiti tre strati sub-paralleli al piano di campagna

Da 0 a 5 m argille molto alterate

peso di volume γ = 19 kN/m³;

resistenza a taglio non drenata c_u = 50 kPa;

Da 5 a 15 m argille mediamente alterate

peso di volume γ = 19.5 kN/m³;

resistenza a taglio non drenata c_u = 100-200 kPa;

Da 15 a 30 m argille poco alterate o integre

peso di volume γ = 20 kN/m³;

resistenza a taglio non drenata c_u = 200-300 kPa.

Per le zone di fondovalle (pile 8-9-10-11-12 e spalla B) è stato previsto uno strato alluvionale di spessore 10-12 m caratterizzato da un angolo di attrito 30°. Al di sotto è presente la stessa successione argillosa prima descritta.

8.2. Risultati delle verifiche geotecniche

Le combinazioni di carico agenti sui singoli pali sono stati definiti nei capitoli precedenti. Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti di sicurezza relativi al calcolo della lunghezza dei pali. I carichi relativi alle combinazioni di carico sismiche sono state distinte con il simbolo (*).

Per quanto riguarda la verifica dei pali alle forze orizzontali, condotta con il metodo di Matlock&Reese (v. Relazione geotecnica generale), i risultati corrispondono a quelli condotti per la verifica a pressoflessione del palo, riportati nel capitolo precedente, e pertanto si omettono.

I criteri di calcolo e di verifica delle fondazioni sono riportati nel dettaglio nella Relazione Geotecnica generale. In questa sede sono riportati solo i risultati delle verifiche. Queste sono state sviluppate con l'ausilio di fogli di calcolo elettronico. I relativi tabulati di calcolo sono riportati in coda al paragrafo.

Tab. 4.1 Risultati delle verifiche

LUNGHEZZA DEI PALI

Appoggio	L pali	D pali	Carichi sul palo	Coefficiente di sicurezza	
	(m)	(mm)	N_{max} (kN)	F_s tot	F_s lat
Spalla A	24	1200	3297 (*)	2.76	1.78
Pila 1	25	1200	3452	2.63	1.7
Pila 2	25	1200	3274	2.77	1.79
Pila 3	26	1200	3534	2.68	1.76
Pila 4	26	1200	3672	2.58	1.7
Pila 5	31	1200	4085	2.8	1.98
Pila 6	30	1500	5557 (*)	2.66	1.72
Pila 7	28	1500	5031 (*)	2.74	1.72
Pila 8	24	1200	3110	2.62	1.56
Pila 9	27	1200	3973 (*)	2.47	1.60
Pila 10	28	1200	3858	2.52	1.64
Pila 11	27	1200	3699	2.52	1.61
Pila 12	31	1200	4420	2.56	1.76
Spalla B	24	1200	3463 (*)	2.47	1.50

(*) combinazione sismica

La verifica dei pali con le sollecitazioni ricavate agli SLU relativamente al palo più caricato sono riportate in appendice. Agli S.L.U., risultano più caricati i pali della pila 12, per quanto riguarda i pali di diametro 1200 mm, e i pali della pila 6 relativamente ai pali di diametro 1500 mm.

I coefficienti di sicurezza ottenuti sono in accordo con quelli indicati nella Relazione sulle Linee guida analisi antisismica.

8.3. Opere provvisionali

Nei settori che ricadono a mezza costa o in ogni caso dove gli scavi di fondazione avrebbero raggiunto profondità di un certo rilievo, sono state introdotte specifiche opere di contenimento degli scavi.

Tale accorgimento è risultato necessario considerato che si tratta di pendii in terreni argillosi, le cui condizioni di equilibrio possono essere condizionate in maniera determinante anche da modesti movimenti di terra.

Le opere di contenimento sono costituite da paratie di micropali tirantate. I micropali, con diametro di perforazione 220 mm, saranno armati con tubi di acciaio diametro 168.3 mm spessore 12.5 mm e saranno tirantati con tiranti a 3 trefoli. Le teste dei micropali saranno collegate da un cordolo in c.a. di dimensioni 0.5x0.7 m.

La geometria delle paratie è stata studiata per ogni singolo appoggio in modo da contenere al minimo le altezze di scavo e ottimizzare al contempo il comportamento della struttura. Le paratie sono previste a sbalzo, senza tiranti, fino ad altezze massime di circa 3-3.5 m, mentre per altezze maggiori avranno uno o due ordini di tirantature.

I risultati delle verifiche delle opere provvisorie sono riportati nella Relazione geotecnica generale.

9. Appendice

tabulati di calcolo pali

Viadotto Laio Spalla A Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo				
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p
profondità punta palo	S _t	25	perimetro	p.p
lunghezza utile palo	L _u	24	area	a.p
profondità falda	H _f	3,5	L _u /d.p	20,00

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

Strato 1	
H ₀	0
H ₁	5
S ₁	5
L _{u.1}	5
parametri terreno	
condizioni	0
$\gamma \cdot 1$	1,9
$\varphi \cdot 1$	0
c ₁	0,0
K ₁	0,5
c _{u.1}	5,0
q _{a.1}	4,0
q _{a.1max}	4,0
resistenza laterale	
p*k*tan $\varphi \cdot 1$	0,00
$\sum \gamma_i z_i$	22,63
Qs.1	75,40

Strato 2	
H ₁	5
H ₂	15
S ₂	10
L _{u.2}	10
parametri terreno	
condizioni	0
$\gamma \cdot 2$	2,00
$\varphi \cdot 2$	0
c ₂	0,0
K ₂	0,5
c _{u.2}	10,0
q _{a.2}	4,0
q _{a.2max}	4,0
resistenza laterale	
p*k*tan $\varphi \cdot 2$	0,00
$\sum \gamma_i z_i$	130,00
Qs.2	150,80

Strato 3	
H ₂	15
H ₃	infinito
S ₃	infinito
L _{u.3}	10
parametri terreno	
condizioni	0
$\gamma \cdot 3$	2,0
$\varphi \cdot 3$	0
c ₃	0,0
K ₃	0,5
c _{u.3}	25,0
q _{a.3}	10,0
q _{a.3max}	10,0
resistenza laterale	
p*k*tan $\varphi \cdot 3$	0,00
$\sum \gamma_i z_i$	230,00
Qs.3	376,99

Parametri di output	
Sv efficace	28,00
Sv totale	59,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	528,36
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N _q	0,0
N _c	0,0
N _{c.u}	9,0
resistenza alla punta	
Q _{p.d}	0,00
Q _{p.u}	321,76
Qp	321,76

Dati di input

Parametri del terreno			
Strato 1	Strato 2	Strato 2	Geometria del palo
H.0 = 0,0	H.1 = 5,0	H.2 = 15,0	d.p = 1,2
H.1 = 5,0	H.2 = 15,0	H.3 = infinito	t.p = 0,0
S.1 = 5,0	S.2 = 10,0	S.3 = infinito	St = 25,0
Lu.1 = 5,0	Lu.2 = 10,0	Lu.3 = 10,0	Lu = 24,0
$\gamma_1 = 1,9$	$\gamma_2 = 2,00$	$\gamma_3 = 2,0$	W' = 16,3
$\varphi_1 = 0$	$\varphi_2 = 0$	$\varphi_3 = 0$	
c1 = 0,0	c2 = 0,0	c3 = 0,0	
c _{u.1} = 5,0	c _{u.2} = 10,0	c _{u.3} = 25,0	
q _{a.1.max} = 4,0	q _{a.2.max} = 4,0	q _{a.3.max} = 10,0	
K1 = 0,5	K2 = 0,5	K3 = 0,5	

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = \sum Q_{s.i} + Q_p = 924,95$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 28,00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 59,50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0,0$$

$$N_c = 0,0$$

$$N_{c.u} = 9,0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 75,40$$

$$Q_{s.2} = 150,80$$

$$Q_{s.3} = 376,99$$

$$\sum Q_{s.i} = 603,19$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 321,76$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2,5 = 369,98$$

carico agente

$$Q_{ag} = 329,70$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2,76$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1,78$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio Spalla B Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo						convenzione	
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	25	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	24	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	2		L _u /d.p	20.00		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H ₀	0	H ₁	12	H ₂	15	Sv efficace	28.79
H ₁	12	H ₂	15	H ₃	infinito	Sv totale	75.79
S ₁	12	S ₂	3	S ₃	infinito		
L _{u,1}	11	L _{u,2}	3	L _{u,3}	10		
parametri terreno		parametri terreno		parametri terreno		Berezantzev	
condizioni	1	condizioni	0	condizioni	0	L/D=Lu/d.p.	528.36
γ ₁	2.1	γ ₂	2.00	γ ₃	2.0	L/D=4	517.79
φ ₁	30	φ ₂	0	φ ₃	0	L/D=32	536.29
c ₁	0.0	c ₂	0.0	c ₃	0.0		
K ₁	0.5	K ₂	0.5	K ₃	0.5	fattori adimensionali	
c _{u,1}	0.0	c _{u,2}	10.0	c _{u,3}	25.0	N _q	0.0
q _{a,1}	0.0	q _{a,2}	4.0	q _{a,3}	10.0	N _c	0.0
q _{a,1max}	0.0	q _{a,2max}	4.0	q _{a,3max}	10.0	N _{c,u}	9.0
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza alla punta	
p*k*tanφ ₁	1.09	p*k*tanφ ₂	0.00	p*k*tanφ ₃	0.00	Q _{p,d}	0.00
Σγ _i z _i	103.65	Σγ _i z _i	51.86	Σγ _i z _i	237.88	Q _{p,u}	340.18
Qs.1	112.80	Qs.2	45.24	Qs.3	376.99	Qp	340.18

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	Strato 2	Strato 2
H ₀ = 0.0	H ₁ = 12.0	H ₂ = 15.0
H ₁ = 12.0	H ₂ = 15.0	H ₃ = infinito
S ₁ = 12.0	S ₂ = 3.0	S ₃ = infinito
Lu ₁ = 11.0	Lu ₂ = 3.0	Lu ₃ = 10.0
γ ₁ = 2.1	γ ₂ = 2.00	γ ₃ = 2.0
φ ₁ = 30	φ ₂ = 0	φ ₃ = 0
c ₁ = 0.0	c ₂ = 0.0	c ₃ = 0.0
c _{u,1} = 0.0	c _{u,2} = 10.0	c _{u,3} = 25.0
q _{a1,max} = 0.0	q _{a2,max} = 4.0	q _{a3,max} = 10.0
K ₁ = 0.5	K ₂ = 0.5	K ₃ = 0.5

Geometria del palo

d.p = 1.2
t.p = 1.0
S _t = 25.0
Lu = 24.0
W' = 16.3

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = \sum Q_{s,i} + Q_p = 875.22$$

tensioni alla base del palo

σ _v efficace	= 28.79
σ _v totale	= 75.79

resistenza laterale

Qs.1	= 112.80
Qs.2	= 45.24
Qs.3	= 376.99

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 350.09$$

fattori adimensionali

N _q Berezantzev	= 0.0
N _c	= 0.0
N _{c,u}	= 9.0

$$\sum Q_{s,i} = 535.03$$

carico agente

$$Q_{ag} = 346.30$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{slot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.48$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.50$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 1. Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo					convenzione		
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	25	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	25	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p	20.83		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H ₀	0	H ₁	5	H ₂	15	Sv efficace	28.00
H ₁	5	H ₂	15	H ₃	infinito	Sv totale	59.50
S ₁	5	S ₂	10	S ₃	infinito	Berezantzev	
L _{u.1}	5	L _{u.2}	10	L _{u.3}	10	L/D=Lu/d.p.	528.91
parametri terreno		parametri terreno		parametri terreno		L/D=4	517.79
condizioni	0	condizioni	0	condizioni	0	L/D=32	536.29
γ _{·1}	1.9	γ _{·2}	2.00	γ _{·3}	2.0	fattori adimensionali	
φ _{·1}	0	φ _{·2}	0	φ _{·3}	0	N _q	0.0
c _{·1}	0.0	c _{·2}	0.0	c _{·3}	0.0	N _c	0.0
K _{·1}	0.5	K _{·2}	0.5	K _{·3}	0.5	N _{c,u}	9.0
c _{u.1}	5.0	c _{u.2}	10.0	c _{u.3}	25.0	resistenza alla punta	
q _{a.1}	4.0	q _{a.2}	4.0	q _{a.3}	10.0	Qp _d	0.00
q _{a.1max}	4.0	q _{a.2max}	4.0	q _{a.3max}	10.0	Qp _u	321.76
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		Qp	321.76
p*k*tanφ _{·1}	0.00	p*k*tanφ _{·2}	0.00	p*k*tanφ _{·3}	0.00		
Σγ _i z _i	22.63	Σγ _i z _i	130.00	Σγ _i z _i	230.00		
Qs.1	75.40	Qs.2	150.80	Qs.3	376.99		

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Geometria del palo	
H ₀	= 0.0	H ₁	= 5.0	H ₂	= 15.0	d.p	= 1.2
H ₁	= 5.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	t.p	= 0.0
S ₁	= 5.0	S ₂	= 10.0	S ₃	= infinito	S _t	= 25.0
L _{u.1}	= 5.0	L _{u.2}	= 10.0	L _{u.3}	= 10.0	L _u	= 25.0
γ ₁	= 1.9	γ ₂	= 2.00	γ ₃	= 2.0	W'	= 17.0
φ ₁	= 0	φ ₂	= 0	φ ₃	= 0		
c ₁	= 0.0	c ₂	= 0.0	c ₃	= 0.0		
c _{u.1}	= 5.0	c _{u.2}	= 10.0	c _{u.3}	= 25.0		
q _{a.1,max}	= 4.0	q _{a.2,max}	= 4.0	q _{a.3,max}	= 10.0		
K ₁	= 0.5	K ₂	= 0.5	K ₃	= 0.5		

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = S_{Qs.i} + Q_p = 924.95$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 28.00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 59.50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c,u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 75.40$$

$$Q_{s.2} = 150.80$$

$$Q_{s.3} = 376.99$$

$$\Sigma Q_{s.i} = 603.19$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 321.76$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 369.98$$

carico agente

$$Q_{ag} = 345.20$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.63$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.70$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 2. Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo						convenzione	
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	25	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	25	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p	20.83		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H ₀	0	H ₁	5	H ₂	15	Sv efficace	28.00
H ₁	5	H ₂	15	H ₃	infinito	Sv totale	59.50
S ₁	5	S ₂	10	S ₃	infinito	Berezantzev	
L _{u.1}	5	L _{u.2}	10	L _{u.3}	10	L/D=Lu/d.p.	528.91
parametri terreno		parametri terreno		parametri terreno		L/D=4	517.79
condizioni	0	condizioni	0	condizioni	0	L/D=32	536.29
γ ₁	1.9	γ ₂	2.00	γ ₃	2.0	fattori adimensionali	
φ ₁	0	φ ₂	0	φ ₃	0	N _q	0.0
c ₁	0.0	c ₂	0.0	c ₃	0.0	N _c	0.0
K ₁	0.5	K ₂	0.5	K ₃	0.5	N _{c.u}	9.0
c _{u.1}	5.0	c _{u.2}	10.0	c _{u.3}	25.0	resistenza alla punta	
q _{a.1}	4.0	q _{a.2}	4.0	q _{a.3}	10.0	Q _{p.d}	0.00
q _{a.1.max}	4.0	q _{a.2.max}	4.0	q _{a.3.max}	10.0	Q _{p.u}	321.76
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		Qp	321.76
p*k*tanφ ₁	0.00	p*k*tanφ ₂	0.00	p*k*tanφ ₃	0.00		
Σγ _i z _i	22.63	Σγ _i z _i	130.00	Σγ _i z _i	230.00		
Qs.1	75.40	Qs.2	150.80	Qs.3	376.99		

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1		Strato 2		Strato 2		Geometria del palo	
H ₀	= 0.0	H ₁	= 5.0	H ₂	= 15.0	d.p	= 1.2
H ₁	= 5.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	t.p	= 0.0
S ₁	= 5.0	S ₂	= 10.0	S ₃	= infinito	S _t	= 25.0
L _{u.1}	= 5.0	L _{u.2}	= 10.0	L _{u.3}	= 10.0	L _u	= 25.0
γ ₁	= 1.9	γ ₂	= 2.00	γ ₃	= 2.0	W'	= 17.0
φ ₁	= 0	φ ₂	= 0	φ ₃	= 0		
c ₁	= 0.0	c ₂	= 0.0	c ₃	= 0.0		
c _{u.1}	= 5.0	c _{u.2}	= 10.0	c _{u.3}	= 25.0		
q _{a.1.max}	= 4.0	q _{a.2.max}	= 4.0	q _{a.3.max}	= 10.0		
K ₁	= 0.5	K ₂	= 0.5	K ₃	= 0.5		

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = Q_{s.i} + Q_p = 924.95$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 28.00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 59.50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c.u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 75.40$$

$$Q_{s.2} = 150.80$$

$$Q_{s.3} = 376.99$$

$$\Sigma Q_{s.i} = 603.19$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 321.76$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 369.98$$

carico agente

$$Q_{ag} = 327.40$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.77$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.79$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 3. Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo						convenzione	
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	26	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	26	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p	21.67		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H ₀	0	H ₁	5	H ₂	15	Sv efficace	29.00
H ₁	5	H ₂	15	H ₃	infinito	Sv totale	61.50
S ₁	5	S ₂	10	S ₃	infinito	Berezantzev	
L _{u.1}	5	L _{u.2}	10	L _{u.3}	11	L/D=Lu/d.p.	529.46
parametri terreno		parametri terreno		parametri terreno		L/D=4	517.79
condizioni	0	condizioni	0	condizioni	0	L/D=32	536.29
γ ₁	1.9	γ ₂	2.00	γ ₃	2.0	fattori adimensionali	
φ ₁	0	φ ₂	0	φ ₃	0	N _q	0.0
c ₁	0.0	c ₂	0.0	c ₃	0.0	N _c	0.0
K ₁	0.5	K ₂	0.5	K ₃	0.5	N _{c,u}	9.0
c _{u.1}	5.0	c _{u.2}	10.0	c _{u.3}	25.0	resistenza alla punta	
q _{a.1}	4.0	q _{a.2}	4.0	q _{a.3}	10.0	Q _{p,d}	0.00
q _{a.1,max}	4.0	q _{a.2,max}	4.0	q _{a.3,max}	10.0	Q _{p,u}	324.02
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		Q_p	324.02
p*k*tanφ ₁	0.00	p*k*tanφ ₂	0.00	p*k*tanφ ₃	0.00		
Σγ _i z _i	22.63	Σγ _i z _i	130.00	Σγ _i z _i	258.50		
Qs.1	75.40	Qs.2	150.80	Qs.3	414.69		

Dati di input

<u>Strato 1</u>		<u>Parametri del terreno</u>		<u>Strato 2</u>		<u>Strato 3</u>		<u>Geometria del palo</u>	
H ₀	= 0.0	H ₁	= 5.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	d.p	= 1.2
H ₁	= 5.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	S ₃	= infinito	t.p	= 0.0
S ₁	= 5.0	S ₂	= 10.0	S ₃	= infinito	L _{u.3}	= 11.0	S _t	= 26.0
L _{u.1}	= 5.0	L _{u.2}	= 10.0	L _{u.3}	= 11.0	γ ₃	= 2.0	L _u	= 26.0
γ ₁	= 1.9	γ ₂	= 2.00	γ ₃	= 2.0	φ ₃	= 0	W'	= 17.6
φ ₁	= 0	φ ₂	= 0	φ ₃	= 0	c ₃	= 0.0		
c ₁	= 0.0	c ₂	= 0.0	c ₃	= 0.0	cu.3	= 25.0		
cu.1	= 5.0	cu.2	= 10.0	cu.3	= 25.0	qa3.max	= 10.0		
qa1.max	= 4.0	qa2.max	= 4.0	qa3.max	= 10.0	K3	= 0.5		
K1	= 0.5	K2	= 0.5						

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = S_{Qs.i} + Q_p = 964.91$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 29.00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 61.50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c,u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 75.40$$

$$Q_{s.2} = 150.80$$

$$Q_{s.3} = 414.69$$

$$\Sigma Q_{s.i} = 640.88$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 324.02$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 385.96$$

carico agente

$$Q_{ag} = 353.40$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.68$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.76$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 4. Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo					convenzione		
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	26	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	26	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p	21.67		

Strato 1	Strato 2	Strato 3	Parametri di output
H ₀ = 0	H ₁ = 5	H ₂ = 15	Sv efficace = 29.00
H ₁ = 5	H ₂ = 15	H ₃ = infinito	Sv totale = 61.50
S ₁ = 5	S ₂ = 10	S ₃ = infinito	
L _{u,1} = 5	L _{u,2} = 10	L _{u,3} = 11	Berezantzev
parametri terreno	parametri terreno	parametri terreno	L/D=Lu/d.p. = 529.46
condizioni = 0	condizioni = 0	condizioni = 0	L/D=4 = 517.79
γ ₁ = 1.9	γ ₂ = 2.00	γ ₃ = 2.0	L/D=32 = 536.29
φ ₁ = 0	φ ₂ = 0	φ ₃ = 0	fattori adimensionali
c ₁ = 0.0	c ₂ = 0.0	c ₃ = 0.0	N _q = 0.0
K ₁ = 0.5	K ₂ = 0.5	K ₃ = 0.5	N _c = 0.0
c _{u,1} = 5.0	c _{u,2} = 10.0	c _{u,3} = 25.0	N _{c,u} = 9.0
q _{a,1} = 4.0	q _{a,2} = 4.0	q _{a,3} = 10.0	resistenza alla punta
q _{a,1max} = 4.0	q _{a,2max} = 4.0	q _{a,3max} = 10.0	Q _{p,d} = 0.00
resistenza laterale	resistenza laterale	resistenza laterale	Q _{p,u} = 324.02
p*k*tanφ ₁ = 0.00	p*k*tanφ ₂ = 0.00	p*k*tanφ ₃ = 0.00	Qp = 324.02
Σγ _i z _i = 22.63	Σγ _i z _i = 130.00	Σγ _i z _i = 258.50	
Qs.1 = 75.40	Qs.2 = 150.80	Qs.3 = 414.69	

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	Strato 2	Strato 2	Geometria del palo
H ₀ = 0.0	H ₁ = 5.0	H ₂ = 15.0	d.p = 1.2
H ₁ = 5.0	H ₂ = 15.0	H ₃ = infinito	t.p = 0.0
S ₁ = 5.0	S ₂ = 10.0	S ₃ = infinito	S _t = 26.0
Lu ₁ = 5.0	Lu ₂ = 10.0	Lu ₃ = 11.0	Lu = 26.0
γ ₁ = 1.9	γ ₂ = 2.00	γ ₃ = 2.0	W' = 17.6
φ ₁ = 0	φ ₂ = 0	φ ₃ = 0	
c ₁ = 0.0	c ₂ = 0.0	c ₃ = 0.0	
c _{u,1} = 5.0	c _{u,2} = 10.0	c _{u,3} = 25.0	
q _{a,1max} = 4.0	q _{a,2max} = 4.0	q _{a,3max} = 10.0	
K ₁ = 0.5	K ₂ = 0.5	K ₃ = 0.5	

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = Q_{s,i} + Q_p = 964.91$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 29.00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 61.50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c,u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s,1} = 75.40$$

$$Q_{s,2} = 150.80$$

$$Q_{s,3} = 414.69$$

$$\Sigma Q_{s,i} = 640.88$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 324.02$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 385.96$$

carico agente

$$Q_{ag} = 367.20$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{s, tot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.58$$

$$F_{s, lat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.70$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 5. Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo						convenzione	
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	31	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	31	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p	25.83		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H ₀	0	H ₁	5	H ₂	15	Sv efficace	34.00
H ₁	5	H ₂	15	H ₃	infinito	Sv totale	71.50
S ₁	5	S ₂	10	S ₃	infinito	Berezantzev	
L _{u.1}	5	L _{u.2}	10	L _{u.3}	16	L/D=Lu/d.p.	532.22
parametri terreno		parametri terreno		parametri terreno		L/D=4	517.79
condizioni	0	condizioni	0	condizioni	0	L/D=32	536.29
γ ₁	1.9	γ ₂	2.00	γ ₃	2.0	fattori adimensionali	
φ ₁	0	φ ₂	0	φ ₃	0	N _q	0.0
c ₁	0.0	c ₂	0.0	c ₃	0.0	N _c	0.0
K ₁	0.5	K ₂	0.5	K ₃	0.5	N _{c,u}	9.0
c _{u.1}	5.0	c _{u.2}	10.0	c _{u.3}	25.0	resistenza alla punta	
q _{a.1}	4.0	q _{a.2}	4.0	q _{a.3}	10.0	Q _{p,d}	0.00
q _{a.1,max}	4.0	q _{a.2,max}	4.0	q _{a.3,max}	10.0	Q _{p,u}	335.33
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		Q_p	335.33
p*k*tanφ ₁	0.00	p*k*tanφ ₂	0.00	p*k*tanφ ₃	0.00		
Σγ _i z _i	22.63	Σγ _i z _i	130.00	Σγ _i z _i	416.00		
Qs.1	75.40	Qs.2	150.80	Qs.3	603.19		

Dati di input

<u>Strato 1</u>		<u>Parametri del terreno</u>		<u>Strato 2</u>		<u>Strato 3</u>		<u>Geometria del palo</u>	
H ₀	= 0.0	H ₁	= 5.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	d.p	= 1.2
H ₁	= 5.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	S ₃	= infinito	t.p	= 0.0
S ₁	= 5.0	S ₂	= 10.0	S ₃	= infinito	L _{u.3}	= 16.0	S _t	= 31.0
L _{u.1}	= 5.0	L _{u.2}	= 10.0	L _{u.3}	= 16.0	γ ₃	= 2.0	L _u	= 31.0
γ ₁	= 1.9	γ ₂	= 2.00	γ ₃	= 2.0	φ ₃	= 0	W'	= 21.0
φ ₁	= 0	φ ₂	= 0	φ ₃	= 0	c ₃	= 0.0		
c ₁	= 0.0	c ₂	= 0.0	c ₃	= 0.0	cu.3	= 25.0		
cu.1	= 5.0	cu.2	= 10.0	cu.3	= 25.0	qa3.max	= 10.0		
qa1.max	= 4.0	qa2.max	= 4.0	qa3.max	= 10.0	K3	= 0.5		
K1	= 0.5	K2	= 0.5						

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = S_{Qs.i} + Q_p = 1164.71$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 34.00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 71.50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c,u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 75.40$$

$$Q_{s.2} = 150.80$$

$$Q_{s.3} = 603.19$$

$$\Sigma Q_{s.i} = 829.38$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 335.33$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 465.89$$

carico agente

$$Q_{ag} = 408.50$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.80$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.98$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 6. Pali 1500 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo				
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p 1.50
profondità punta palo	S _t	30	perimetro	p.p 4.71
lunghezza utile palo	L _u	30	area	a.p 1.77
profondità falda	H _f	3.5	L _u /d.p	20.00

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

Strato 1	
H ₀	0
H ₁	5
S ₁	5
L _{u,1}	5
parametri terreno	
condizioni	0
γ _{·1}	1.9
φ _{·1}	0
c _{·1}	0.0
K _{·1}	0.5
c _{u,1}	5.0
q _{a,1}	4.0
q _{a,1max}	4.0
resistenza laterale	
p*k*tanφ _{·1}	0.00
Σγ _i z _i	22.63
Qs.1	94.25

Strato 2	
H ₁	5
H ₂	15
S ₂	10
L _{u,2}	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ _{·2}	2.00
φ _{·2}	0
c _{·2}	0.0
K _{·2}	0.5
c _{u,2}	10.0
q _{a,2}	4.0
q _{a,2max}	4.0
resistenza laterale	
p*k*tanφ _{·2}	0.00
Σγ _i z _i	130.00
Qs.2	188.50

Strato 3	
H ₂	15
H ₃	infinito
S ₃	infinito
L _{u,3}	15
parametri terreno	
condizioni	0
γ _{·3}	2.0
φ _{·3}	0
c _{·3}	0.0
K _{·3}	0.5
c _{u,3}	25.0
q _{a,3}	10.0
q _{a,3max}	10.0
resistenza laterale	
p*k*tanφ _{·3}	0.00
Σγ _i z _i	382.50
Qs.3	706.86

Parametri di output	
Sv efficace	33.00
Sv totale	69.50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	528.36
L/D=4	517.79
L/D=32	536.29
fattori adimensionali	
N _q	0.0
N _c	0.0
N _{c,u}	9.0
resistenza alla punta	
Q _{p,d}	0.00
Q _{p,u}	520.42
Qp	520.42

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	
H ₀	= 0.0
H ₁	= 5.0
S ₁	= 5.0
L _{u,1}	= 5.0
γ ₁	= 1.9
φ ₁	= 0
c ₁	= 0.0
c _{u,1}	= 5.0
q _{a,1,max}	= 4.0
K ₁	= 0.5

Strato 2	
H ₁	= 5.0
H ₂	= 15.0
S ₂	= 10.0
L _{u,2}	= 10.0
γ ₂	= 2.00
φ ₂	= 0
c ₂	= 0.0
c _{u,2}	= 10.0
q _{a,2,max}	= 4.0
K ₂	= 0.5

Strato 2	
H ₂	= 15.0
H ₃	= infinito
S ₃	= infinito
L _{u,3}	= 15.0
γ ₃	= 2.0
φ ₃	= 0
c ₃	= 0.0
c _{u,3}	= 25.0
q _{a,3,max}	= 10.0
K ₃	= 0.5

Geometria del palo

d.p	= 1.5
t.p	= 0.0
S _t	= 30.0
L _u	= 30.0
W'	= 31.8

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = S Q_{s,i} + Q_p = 1510.03$$

tensioni alla base del palo

σ _v efficace	= 33.00
σ _v totale	= 69.50

fattori adimensionali

N _q Berezantzev	= 0.0
N _c	= 0.0
N _{c,u}	= 9.0

resistenza laterale

Q _{s,1}	= 94.25
Q _{s,2}	= 188.50
Q _{s,3}	= 706.86
ΣQ _{s,i}	= 989.60

resistenza alla punta

Q _p	= 520.42
----------------	----------

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 604.01$$

carico agente

$$Q_{ag} = 555.70$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.66$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.72$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 7. Pali 1500 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo				convenzione	
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1.50
profondità punta palo	S _t	28	perimetro	p.p	4.71
lunghezza utile palo	L _u	28	area	a.p	1.77
profondità falda	H _f	3.5	L _u /d.p		18.67
				condizioni drenate	1
				condizioni non drenate	0
				unità di misura [t,m]	

Strato 1	Strato 2	Strato 3	Parametri di output
H ₀ = 0	H ₁ = 5	H ₂ = 15	Sv efficace = 31.00
H ₁ = 5	H ₂ = 15	H ₃ = infinito	Sv totale = 65.50
S ₁ = 5	S ₂ = 10	S ₃ = infinito	
L _{u.1} = 5	L _{u.2} = 10	L _{u.3} = 13	Berezantzev
parametri terreno	parametri terreno	parametri terreno	L/D=Lu/d.p. = 527.48
condizioni = 0	condizioni = 0	condizioni = 0	L/D=4 = 517.79
γ ₁ = 1.9	γ ₂ = 2.00	γ ₃ = 2.0	L/D=32 = 536.29
φ ₁ = 0	φ ₂ = 0	φ ₃ = 0	fattori adimensionali
c ₁ = 0.0	c ₂ = 0.0	c ₃ = 0.0	N _q = 0.0
K ₁ = 0.5	K ₂ = 0.5	K ₃ = 0.5	N _c = 0.0
c _{u.1} = 5.0	c _{u.2} = 10.0	c _{u.3} = 25.0	N _{c,u} = 9.0
q _{a.1} = 4.0	q _{a.2} = 4.0	q _{a.3} = 10.0	resistenza alla punta
q _{a.1max} = 4.0	q _{a.2max} = 4.0	q _{a.3max} = 10.0	Q _{p,d} = 0.00
resistenza laterale	resistenza laterale	resistenza laterale	Q _{p,u} = 513.36
p*k*tanφ ₁ = 0.00	p*k*tanφ ₂ = 0.00	p*k*tanφ ₃ = 0.00	Qp = 513.36
Σγ _i z _i = 22.63	Σγ _i z _i = 130.00	Σγ _i z _i = 318.50	
Qs.1 = 94.25	Qs.2 = 188.50	Qs.3 = 612.61	

Dati di input

<u>Parametri del terreno</u>			<u>Geometria del palo</u>
Strato 1	Strato 2	Strato 2	
H.0 = 0.0	H.1 = 5.0	H.2 = 15.0	d.p = 1.5
H.1 = 5.0	H.2 = 15.0	H.3 = infinito	t.p = 0.0
S.1 = 5.0	S.2 = 10.0	S.3 = infinito	St = 28.0
Lu.1 = 5.0	Lu.2 = 10.0	Lu.3 = 13.0	Lu = 28.0
γ1 = 1.9	γ2 = 2.00	γ3 = 2.0	W' = 29.7
φ1 = 0	φ2 = 0	φ3 = 0	
c1 = 0.0	c2 = 0.0	c3 = 0.0	
cu.1 = 5.0	cu.2 = 10.0	cu.3 = 25.0	
qa1.max = 4.0	qa2.max = 4.0	qa3.max = 10.0	
K1 = 0.5	K2 = 0.5	K3 = 0.5	

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = Q_{s,i} + Q_p = 1408.71$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 31.00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 65.50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c,u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s,1} = 94.25$$

$$Q_{s,2} = 188.50$$

$$Q_{s,3} = 612.61$$

$$\Sigma Q_{s,i} = 895.35$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 513.36$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 563.48$$

carico agente

$$Q_{ag} = 503.10$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.74$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.72$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 8 Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo						convenzione	
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	24	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	24	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p.	20.00		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H ₀	0	H ₁	10	H ₂	15	Sv efficace	27.50
H ₁	10	H ₂	15	H ₃	infinito	Sv totale	68.00
S ₁	10	S ₂	5	S ₃	infinito	Berezantzev	
L _{u.1}	10	L _{u.2}	5	L _{u.3}	9	L/D=Lu/d.p.	528.36
parametri terreno		parametri terreno		parametri terreno		L/D=4	517.79
condizioni	1	condizioni	0	condizioni	0	L/D=32	536.29
γ _{·1}	2.0	γ _{·2}	2.00	γ _{·3}	2.0	fattori adimensionali	
φ _{·1}	30	φ _{·2}	0	φ _{·3}	0	N _q	0.0
c _{·1}	0.0	c _{·2}	0.0	c _{·3}	0.0	N _c	0.0
K _{·1}	0.5	K _{·2}	0.5	K _{·3}	0.5	N _{c.u}	9.0
c _{u.1}	0.0	c _{u.2}	10.0	c _{u.3}	25.0	resistenza alla punta	
q _{a.1}	0.0	q _{a.2}	4.0	q _{a.3}	10.0	Q _{p.d}	0.00
q _{a.1max}	0.0	q _{a.2max}	4.0	q _{a.3max}	10.0	Q _{p.u}	331.38
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		Q_p	331.38
p*k*tanφ _{·1}	1.09	p*k*tanφ _{·2}	0.00	p*k*tanφ _{·3}	0.00		
Σγ _i z _i	78.88	Σγ _i z _i	80.00	Σγ _i z _i	207.00		
Qs.1	85.84	Qs.2	75.40	Qs.3	339.29		

Dati di input

<u>Strato 1</u>		<u>Strato 2</u>		<u>Strato 3</u>		<u>Geometria del palo</u>	
H ₀	= 0.0	H ₁	= 10.0	H ₂	= 15.0	d.p	= 1.2
H ₁	= 10.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	t.p	= 0.0
S ₁	= 10.0	S ₂	= 5.0	S ₃	= infinito	S _t	= 24.0
L _{u.1}	= 10.0	L _{u.2}	= 5.0	L _{u.3}	= 9.0	L _u	= 24.0
γ ₁	= 2.0	γ ₂	= 2.00	γ ₃	= 2.0	W'	= 16.3
φ ₁	= 30	φ ₂	= 0	φ ₃	= 0		
c ₁	= 0.0	c ₂	= 0.0	c ₃	= 0.0		
c _{u.1}	= 0.0	c _{u.2}	= 10.0	c _{u.3}	= 25.0		
q _{a1.max}	= 0.0	q _{a2.max}	= 4.0	q _{a3.max}	= 10.0		
K ₁	= 0.5	K ₂	= 0.5	K ₃	= 0.5		

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = \sum Q_{s,i} + Q_p = 831.90$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 27.50$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 68.00$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c.u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 85.84$$

$$Q_{s.2} = 75.40$$

$$Q_{s.3} = 339.29$$

$$\sum Q_{s,i} = 500.53$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 331.38$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 332.76$$

carico agente

$$Q_{ag} = 311.00$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.62$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.56$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 9 Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo						convenzione	
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	28	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	27	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p.	22.50		

Strato 1	Strato 2	Strato 3	Parametri di output
H ₀ = 0	H ₁ = 12	H ₂ = 15	Sv efficace = 32.09
H ₁ = 12	H ₂ = 15	H ₃ = infinito	Sv totale = 80.59
S ₁ = 12	S ₂ = 3	S ₃ = infinito	
L _{u.1} = 11	L _{u.2} = 3	L _{u.3} = 13	Berezantzev
parametri terreno	parametri terreno	parametri terreno	L/D=Lu/d.p. = 530.01
condizioni = 1	condizioni = 0	condizioni = 0	L/D=4 = 517.79
γ ₁ = 2.0	γ ₂ = 2.00	γ ₃ = 2.0	L/D=32 = 536.29
φ ₁ = 30	φ ₂ = 0	φ ₃ = 0	fattori adimensionali
c ₁ = 0.0	c ₂ = 0.0	c ₃ = 0.0	N _q = 0.0
K ₁ = 0.5	K ₂ = 0.5	K ₃ = 0.5	N _c = 0.0
C _{u.1} = 0.0	C _{u.2} = 10.0	C _{u.3} = 25.0	N _{c.u} = 9.0
q _{a.1} = 0.0	q _{a.2} = 4.0	q _{a.3} = 10.0	resistenza alla punta
q _{a.1max} = 0.0	q _{a.2max} = 4.0	q _{a.3max} = 10.0	Q _{p.d} = 0.00
resistenza laterale	resistenza laterale	resistenza laterale	Q _{p.u} = 345.61
p*k*tanφ ₁ = 1.09	p*k*tanφ ₂ = 0.00	p*k*tanφ ₃ = 0.00	Qp = 345.61
Σγ _i z _i = 110.38	Σγ _i z _i = 52.76	Σγ _i z _i = 332.64	
Qs.1 = 120.12	Qs.2 = 45.24	Qs.3 = 490.09	

Dati di input

Strato 1	Strato 2	Strato 3	Geometria del palo
H ₀ = 0.0	H ₁ = 12.0	H ₂ = 15.0	d.p = 1.2
H ₁ = 12.0	H ₂ = 15.0	H ₃ = infinito	t.p = 1.0
S ₁ = 12.0	S ₂ = 3.0	S ₃ = infinito	S _t = 28.0
L _{u.1} = 11.0	L _{u.2} = 3.0	L _{u.3} = 13.0	L _u = 27.0
γ ₁ = 2.0	γ ₂ = 2.00	γ ₃ = 2.0	W' = 18.3
φ ₁ = 30	φ ₂ = 0	φ ₃ = 0	
c ₁ = 0.0	c ₂ = 0.0	c ₃ = 0.0	
C _{u.1} = 0.0	C _{u.2} = 10.0	C _{u.3} = 25.0	
q _{a.1max} = 0.0	q _{a.2max} = 4.0	q _{a.3max} = 10.0	
K ₁ = 0.5	K ₂ = 0.5	K ₃ = 0.5	

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = \sum Q_{s,i} + Q_p = 1001.06$$

tensioni alla base del palo

resistenza laterale

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 400.42$$

$$\sigma_v \text{ efficace} = 32.09$$

$$Q_{s.1} = 120.12$$

carico agente

$$Q_{ag} = 397.30$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 80.59$$

$$Q_{s.2} = 45.24$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{slot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.47$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$Q_{s.3} = 490.09$$

$$\sum Q_{s,i} = 655.45$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.60$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c,u} = 9.0$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 345.61$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 10 Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo						convenzione	
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	28	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	28	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p.	23.33		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H ₀	0	H ₁	10	H ₂	15	Sv efficace	31.50
H ₁	10	H ₂	15	H ₃	infinito	Sv totale	76.00
S ₁	10	S ₂	5	S ₃	infinito	Berezantzev	
L _{u.1}	10	L _{u.2}	5	L _{u.3}	13	L/D=Lu/d.p.	530.56
parametri terreno		parametri terreno		parametri terreno		L/D=4	517.79
condizioni	1	condizioni	0	condizioni	0	L/D=32	536.29
γ ₁	2.0	γ ₂	2.00	γ ₃	2.0	fattori adimensionali	
φ ₁	30	φ ₂	0	φ ₃	0	N _q	0.0
c ₁	0.0	c ₂	0.0	c ₃	0.0	N _c	0.0
K ₁	0.5	K ₂	0.5	K ₃	0.5	N _{c,u}	9.0
c _{u.1}	0.0	c _{u.2}	10.0	c _{u.3}	25.0	resistenza alla punta	
q _{a.1}	0.0	q _{a.2}	4.0	q _{a.3}	10.0	Q _{p,d}	0.00
q _{a.1max}	0.0	q _{a.2max}	4.0	q _{a.3max}	10.0	Q _{p,u}	340.42
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		Q_p	340.42
p*k*tanφ ₁	1.09	p*k*tanφ ₂	0.00	p*k*tanφ ₃	0.00		
Σγ _i z _i	78.88	Σγ _i z _i	80.00	Σγ _i z _i	325.00		
Qs.1	85.84	Qs.2	75.40	Qs.3	490.09		

Dati di input

<u>Strato 1</u>		<u>Strato 2</u>		<u>Strato 3</u>		<u>Geometria del palo</u>	
H ₀	= 0.0	H ₁	= 10.0	H ₂	= 15.0	d.p	= 1.2
H ₁	= 10.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	t.p	= 0.0
S ₁	= 10.0	S ₂	= 5.0	S ₃	= infinito	S _t	= 28.0
L _{u.1}	= 10.0	L _{u.2}	= 5.0	L _{u.3}	= 13.0	L _u	= 28.0
γ ₁	= 2.0	γ ₂	= 2.00	γ ₃	= 2.0	W'	= 19.0
φ ₁	= 30	φ ₂	= 0	φ ₃	= 0		
c ₁	= 0.0	c ₂	= 0.0	c ₃	= 0.0		
c _{u.1}	= 0.0	c _{u.2}	= 10.0	c _{u.3}	= 25.0		
q _{a.1max}	= 0.0	q _{a.2max}	= 4.0	q _{a.3max}	= 10.0		
K ₁	= 0.5	K ₂	= 0.5	K ₃	= 0.5		

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = \sum Q_{s,i} + Q_p = 991.75$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 31.50$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 76.00$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c,u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 85.84$$

$$Q_{s.2} = 75.40$$

$$Q_{s.3} = 490.09$$

$$\sum Q_{s,i} = 651.32$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 340.42$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 396.70$$

carico agente

$$Q_{ag} = 385.80$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.52$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.64$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 11 Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo						convenzione	
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	27	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	27	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p.	22.50		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H ₀	0	H ₁	10	H ₂	15	Sv efficace	30.50
H ₁	10	H ₂	15	H ₃	infinito	Sv totale	74.00
S ₁	10	S ₂	5	S ₃	infinito	Berezantzev	
L _{u.1}	10	L _{u.2}	5	L _{u.3}	12	L/D=Lu/d.p.	530.01
parametri terreno		parametri terreno		parametri terreno		L/D=4	517.79
condizioni	1	condizioni	0	condizioni	0	L/D=32	536.29
γ ₁	2.0	γ ₂	2.00	γ ₃	2.0	fattori adimensionali	
φ ₁	30	φ ₂	0	φ ₃	0	N _q	0.0
c ₁	0.0	c ₂	0.0	c ₃	0.0	N _c	0.0
K ₁	0.5	K ₂	0.5	K ₃	0.5	N _{c,u}	9.0
C _{u.1}	0.0	C _{u.2}	10.0	C _{u.3}	25.0	resistenza alla punta	
q _{a.1}	0.0	q _{a.2}	4.0	q _{a.3}	10.0	Q _{p,d}	0.00
q _{a.1max}	0.0	q _{a.2max}	4.0	q _{a.3max}	10.0	Q _{p,u}	338.16
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		Q_p	338.16
p*k*tanφ ₁	1.09	p*k*tanφ ₂	0.00	p*k*tanφ ₃	0.00		
Σγ _i z _i	78.88	Σγ _i z _i	80.00	Σγ _i z _i	294.00		
Qs.1	85.84	Qs.2	75.40	Qs.3	452.39		

Dati di input

<u>Strato 1</u>		<u>Strato 2</u>		<u>Strato 3</u>		<u>Geometria del palo</u>	
H ₀	= 0.0	H ₁	= 10.0	H ₂	= 15.0	d.p	= 1.2
H ₁	= 10.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	t.p	= 0.0
S ₁	= 10.0	S ₂	= 5.0	S ₃	= infinito	S _t	= 27.0
L _{u.1}	= 10.0	L _{u.2}	= 5.0	L _{u.3}	= 12.0	L _u	= 27.0
γ ₁	= 2.0	γ ₂	= 2.00	γ ₃	= 2.0	W'	= 18.3
φ ₁	= 30	φ ₂	= 0	φ ₃	= 0		
c ₁	= 0.0	c ₂	= 0.0	c ₃	= 0.0		
C _{u.1}	= 0.0	C _{u.2}	= 10.0	C _{u.3}	= 25.0		
q _{a.1max}	= 0.0	q _{a.2max}	= 4.0	q _{a.3max}	= 10.0		
K ₁	= 0.5	K ₂	= 0.5	K ₃	= 0.5		

Calcolo del carico limite del palo

tensioni alla base del palo

σ_v efficace = 30.50
σ_v totale = 74.00

fattori adimensionali

N_q Berezantzev = 0.0
N_c = 0.0
N_{c,u} = 9.0

resistenza laterale

Qs.1 = 85.84
Qs.2 = 75.40
Qs.3 = 452.39
ΣQs.i = 613.63

resistenza alla punta

Q_p = 338.16

carico limite

Q_{lim} = ΣQs.i + Q_p = 951.79

carico ammissibile

Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 380.71

carico agente

Q_{ag} = 369.90

coefficiente di sicurezza

F_{slot} = (Q_{lim}-W')/Q_{ag} = 2.52

F_{slat} = (Qs-W')/Q_{ag} = 1.61

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 12 Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo						convenzione	
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1.20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	32	perimetro	p.p	3.77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	31	area	a.p	1.13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p.	25.83		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H ₀	0	H ₁	10	H ₂	15	Sv efficace	35.50
H ₁	10	H ₂	15	H ₃	infinito	Sv totale	84.00
S ₁	10	S ₂	5	S ₃	infinito	Berezantzev	
L _{u.1}	9	L _{u.2}	5	L _{u.3}	17	L/D=Lu/d.p.	532.22
parametri terreno		parametri terreno		parametri terreno		L/D=4	517.79
condizioni	1	condizioni	0	condizioni	0	L/D=32	536.29
γ _{·1}	2.0	γ _{·2}	2.00	γ _{·3}	2.0	fattori adimensionali	
φ _{·1}	30	φ _{·2}	0	φ _{·3}	0	N _q	0.0
c _{·1}	0.0	c _{·2}	0.0	c _{·3}	0.0	N _c	0.0
K _{·1}	0.5	K _{·2}	0.5	K _{·3}	0.5	N _{c,u}	9.0
c _{u.1}	0.0	c _{u.2}	10.0	c _{u.3}	25.0	resistenza alla punta	
q _{a.1}	0.0	q _{a.2}	4.0	q _{a.3}	10.0	Q _{p,d}	0.00
q _{a.1max}	0.0	q _{a.2max}	4.0	q _{a.3max}	10.0	Q _{p,u}	349.47
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		Q_p	349.47
p*k*tanφ _{·1}	1.09	p*k*tanφ _{·2}	0.00	p*k*tanφ _{·3}	0.00		
Σγ _i z _i	77.88	Σγ _i z _i	80.00	Σγ _i z _i	459.00		
Qs.1	84.75	Qs.2	75.40	Qs.3	640.88		

Dati di input

<u>Strato 1</u>		<u>Strato 2</u>		<u>Strato 3</u>		<u>Geometria del palo</u>	
H ₀	= 0.0	H ₁	= 10.0	H ₂	= 15.0	d.p	= 1.2
H ₁	= 10.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	t.p	= 1.0
S ₁	= 10.0	S ₂	= 5.0	S ₃	= infinito	S _t	= 32.0
L _{u.1}	= 9.0	L _{u.2}	= 5.0	L _{u.3}	= 17.0	L _u	= 31.0
γ ₁	= 2.0	γ ₂	= 2.00	γ ₃	= 2.0	W'	= 21.0
φ ₁	= 30	φ ₂	= 0	φ ₃	= 0		
c ₁	= 0.0	c ₂	= 0.0	c ₃	= 0.0		
c _{u.1}	= 0.0	c _{u.2}	= 10.0	c _{u.3}	= 25.0		
q _{a1.max}	= 0.0	q _{a2.max}	= 4.0	q _{a3.max}	= 10.0		
K ₁	= 0.5	K ₂	= 0.5	K ₃	= 0.5		

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = \sum Q_{s,i} + Q_p = 1150.50$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 35.50$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 84.00$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c,u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 84.75$$

$$Q_{s.2} = 75.40$$

$$Q_{s.3} = 640.88$$

$$\sum Q_{s,i} = 801.03$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 349.47$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 460.20$$

carico agente

$$Q_{ag} = 442.00$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2.56$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.76$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 12 Pali 1200 mm VERIFICHE agli S.L.U.

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo					
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1.20
profondità punta palo	S _t	32	perimetro	p.p	3.77
lunghezza utile palo	L _u	31	area	a.p	1.13
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p.	25.83

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

Strato 1	
H. ₀	0
H. ₁	10
S. ₁	10
L. _{u.1}	9
parametri terreno	
condizioni	1
$\gamma_{.1}$	2.0
$\varphi_{.1}$	30
c. ₁	0.0
K. ₁	0.5
c _{u.1}	0.0
q _{a.1}	0.0
q _{a.1max}	0.0
resistenza laterale	
$p \cdot k \cdot \tan \varphi_{.1}$	1.09
$\Sigma \gamma_i z_i$	77.88
Qs.1	84.75

Strato 2	
H. ₁	10
H. ₂	15
S. ₂	5
L. _{u.2}	5
parametri terreno	
condizioni	0
$\gamma \cdot 2$	2.00
$\varphi \cdot 2$	0
c. ₂	0.0
K. ₂	0.5
C _{u.2}	10.0
q _{a.2}	4.0
q _{a.2max}	4.0
resistenza laterale	
$p^*k \cdot \tan \varphi \cdot 2$	0.00
$\Sigma \gamma \cdot z_i$	80.00
Qs.2	75.40

Strato 3	
H. ₂	15
H. ₃	infinito
S. ₃	infinito
L. _{u.3}	17
parametri terreno	
condizioni	0
$\gamma \cdot 3$	2.0
$\varphi \cdot 3$	0
c. ₃	0.0
K. ₃	0.5
c _{u.3}	25.0
q _{a.3}	10.0
q _{a.3max}	10.0
resistenza laterale	
p*k*tan φ_3	0.00
$\Sigma \gamma_i z_i$	459.00
Qs.3	640.88

Parametri di output	
Sv efficace	35.50
Sv totale	84.00
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	532.22
L/D=4	517.79
L/D=32	536.29
fattori adimensionali	
N _q	0.0
N _c	0.0
N _{c,u}	9.0
resistenza alla punta	
Q _{p,d}	0.00
Q _{p,u}	349.47
Q _p	349.47

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	
H.0	= 0.0
H.1	= 10.0
S.1	= 10.0
Lu.1	= 9.0
$\gamma 1$	= 2.0
$\varphi 1$	= 30
c1	= 0.0
cu.1	= 0.0
qa1.max	= 0.0
K1	= 0.5

<u>Strato 2</u>	
H.1	= 10.0
H.2	= 15.0
S.2	= 5.0
Lu.2	= 5.0
γ^2	= 2.00
φ^2	= 0
c2	= 0.0
cu.2	= 10.0
qa.2.max	= 4.0
K2	= 0.5

Strato 2

H.2	=	15.0
H.3	=	infinito
S.3	=	infinito
Lu.3	=	17.0
$\gamma 3$	=	2.0
$\varphi 3$	=	0
c3	=	0.0
cu.3	=	25.0
qa3.max	=	10.0
K3	=	0.5

Geometria del palo

d.p = 1.2
t.p = 1.0
St = 32.0
Lu = 31.0
W' = 21.0

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = SQ_{s.i} + Q_p = 1150.50$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 35.50$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 84.00$$

fattori adimensionali

Nq Berezantzev = 0.0

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c.u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 84.75$$

$$Q_{s.2} = 75.40$$

$$Q_{s.3} = 640.88$$

$$\Sigma Q_{s.i} = 801.03$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 349.47$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 460.20$$

carico agente

Qag 635.50

coefficiente di sicurezza

$$F_{\text{stot}} = (Q_{\text{lim}} - W') / Q_{\text{aq}} = 1.78$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.23$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 6. Pali 1500 mm VERIFICA agli S.L.U.

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo						convenzione	
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1.50	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S _t	30	perimetro	p.p	4.71	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L _u	30	area	a.p	1.77	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H _f	3.5		L _u /d.p	20.00		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H ₀	0	H ₁	5	H ₂	15	Sv efficace	33.00
H ₁	5	H ₂	15	H ₃	infinito	Sv totale	69.50
S ₁	5	S ₂	10	S ₃	infinito	Berezantzev	
L _{u,1}	5	L _{u,2}	10	L _{u,3}	15	L/D=Lu/d.p.	528.36
parametri terreno		parametri terreno		parametri terreno		L/D=4	517.79
condizioni	0	condizioni	0	condizioni	0	L/D=32	536.29
γ ₁	1.9	γ ₂	2.00	γ ₃	2.0	fattori adimensionali	
φ ₁	0	φ ₂	0	φ ₃	0	N _q	0.0
c ₁	0.0	c ₂	0.0	c ₃	0.0	N _c	0.0
K ₁	0.5	K ₂	0.5	K ₃	0.5	N _{c,u}	9.0
c _{u,1}	5.0	c _{u,2}	10.0	c _{u,3}	25.0	resistenza alla punta	
q _{a,1}	4.0	q _{a,2}	4.0	q _{a,3}	10.0	Q _{p,d}	0.00
q _{a,1,max}	4.0	q _{a,2,max}	4.0	q _{a,3,max}	10.0	Q _{p,u}	520.42
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		Q_p	520.42
p*k*tanφ ₁	0.00	p*k*tanφ ₂	0.00	p*k*tanφ ₃	0.00		
Σγ _i z _i	22.63	Σγ _i z _i	130.00	Σγ _i z _i	382.50		
Qs.1	94.25	Qs.2	188.50	Qs.3	706.86		

Dati di input

<u>Strato 1</u>		<u>Strato 2</u>		<u>Strato 3</u>		<u>Geometria del palo</u>	
H ₀	= 0.0	H ₁	= 5.0	H ₂	= 15.0	d.p	= 1.5
H ₁	= 5.0	H ₂	= 15.0	H ₃	= infinito	t.p	= 0.0
S ₁	= 5.0	S ₂	= 10.0	S ₃	= infinito	St	= 30.0
L _{u,1}	= 5.0	L _{u,2}	= 10.0	L _{u,3}	= 15.0	Lu	= 30.0
γ ₁	= 1.9	γ ₂	= 2.00	γ ₃	= 2.0	W'	= 31.8
φ ₁	= 0	φ ₂	= 0	φ ₃	= 0		
c ₁	= 0.0	c ₂	= 0.0	c ₃	= 0.0		
c _{u,1}	= 5.0	c _{u,2}	= 10.0	c _{u,3}	= 25.0		
q _{a,1,max}	= 4.0	q _{a,2,max}	= 4.0	q _{a,3,max}	= 10.0		
K ₁	= 0.5	K ₂	= 0.5	K ₃	= 0.5		

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = SQ_{s,i} + Q_p = 1510.03$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 33.00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 69.50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0.0$$

$$N_c = 0.0$$

$$N_{c,u} = 9.0$$

resistenza laterale

$$Q_{s,1} = 94.25$$

$$Q_{s,2} = 188.50$$

$$Q_{s,3} = 706.86$$

$$\Sigma Q_{s,i} = 989.60$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 520.42$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 604.01$$

carico agente

$$Q_{ag} = 788.80$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{slot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 1.87$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1.21$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri