



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:

mandataria

A.T.I.

SILEC S.p.A.

Divisione Progettazione e Studi

mandanti



SELPRO

TECNOPROJECT

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotti

Viadotto Giardino - Sottostrutture e fondazioni

Relazione tecnica e di predimensionamento

SCALA : -

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

C L

OPERA/DISCIPLINA

V I O 1

PROGR.

0 0 1

REV.

A

INDICE

1. PREMESSA.....	5
2. NORMATIVE.....	6
3. MATERIALI IMPIEGATI.....	7
3.1. CARATTERISTICHE	7
3.2. TENSIONI DI CALCOLO	7
4. LE SPALLE	8
4.1. L' AZIONE SISMICA E GLI APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO	8
4.2. SPALLA A	12
4.2.1. <i>Analisi dei carichi</i>	13
4.2.2. <i>Determinazione delle sollecitazioni e verifiche</i>	15
4.3. SPALLA B	19
4.3.1. <i>Analisi dei carichi</i>	20
4.3.2. <i>Determinazione delle sollecitazioni e verifiche</i>	22
5. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	26
5.1. INQUADRAMENTO E SCHEMA GEOTECNICO	26
5.2. RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	27

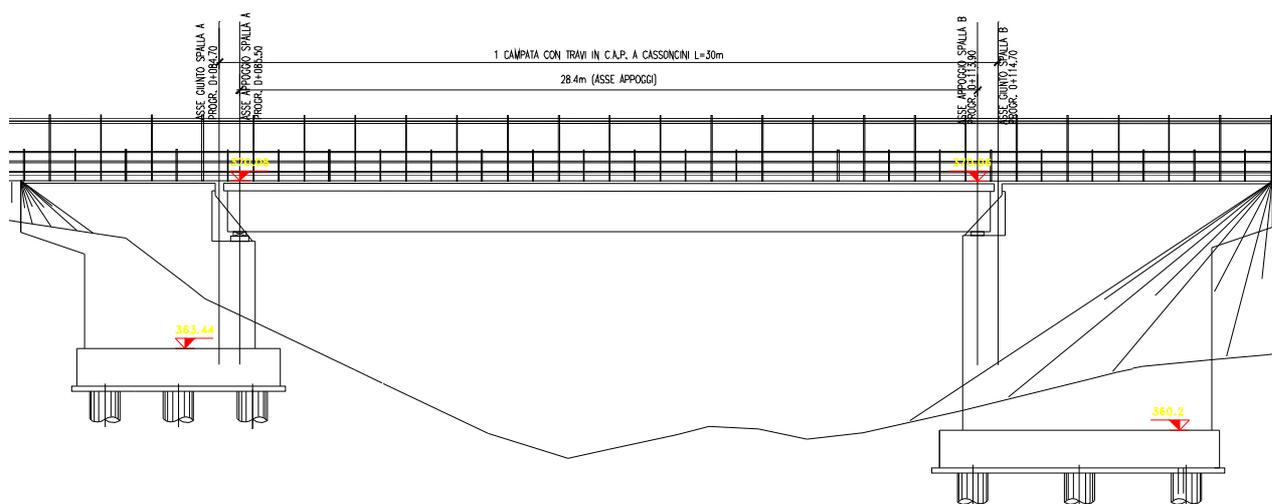
1. Premessa

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

Il viadotto in esame è composto da un'unica campata da 30 m, la quale è quindi poggiata su due spalle, che verranno calcolate, almeno per quello che riguarda gli effetti globali, in modo adeguatamente approfondito, in quanto esse risentono in modo particolare delle azioni sismiche, essendo delle strutture molto rigide.

Per ridurre gli effetti negativi dovuti alla risposta sismica degli elementi molto rigidi si è deciso di poggiare le quattro travi in c.a.p. su appoggi in neoprene armato, i quali portano ad un doppio vantaggio, cioè essi fanno sì che venga innalzato il periodo dell'impalcato portandolo verso zone in cui l'accelerazione sismica tende a scendere ed inoltre ripartiscono le azioni sismiche dovute alla massa dell'impalcato tra le due spalle.

Per quanto riguarda la determinazione delle azioni al piano degli appoggi si rimanda alla relazione dell'impalcato (D1-CL-VI00-003.doc) in cui sono esplicitate le analisi dei carichi e sono determinate le sollecitazioni conseguenti.



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"
- C.N.R. 10018 "Apparecchi d'appoggio".

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 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. Le spalle

4.1. L'azione sismica e gli appoggi in neoprene armato

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, alle relazioni di questo, mentre per le azioni agenti direttamente sulla spalla (pesi e spinte) il procedimento con cui vengono calcolate le sollecitazioni verrà illustrato qui di seguito; in questo paragrafo verrà riportato il calcolo degli apparecchi di appoggio in neoprene armato e quindi della forza sismica trasmessa dall'impalcato alle sottostrutture.

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 $PGA = 0.2 g$.

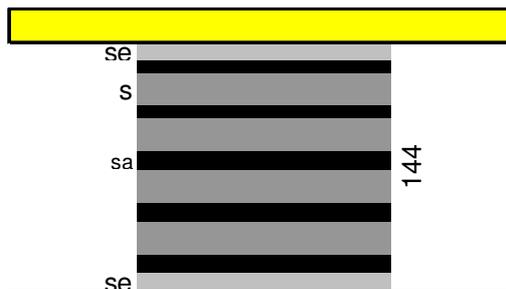
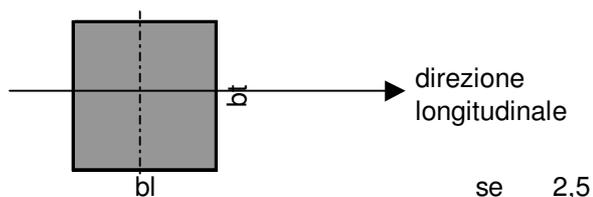
Per quanto riguarda il dimensionamento degli apparecchi d'appoggio in neoprene armato e la successiva determinazione dell'azione sismica trasmessa da ciascuno di essi alle spalle, nelle pagine che seguono sono riportati i due fogli di calcolo con cui sono stati effettuati i calcoli relativi, in particolare nel primo è stato effettuato il loro dimensionamento e tutte le verifiche in condizioni statiche previste dalla C.N.R. 10018 e nel secondo sono state determinate a partire dalle caratteristiche geometriche e meccaniche degli appoggi e dalla massa dell'impalcato che vi poggia sopra le forze inerziali da essi trasmesse alle spalle, i simboli e la metodologia di calcolo utilizzati sono quelli dell'Ordinanza n. 3274 del 8-5-2003 riguardante: "Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti", sono state anche effettuate, benchè non riportate nelle pagine che seguono, tutte le verifiche atte a determinare la fattibilità di utilizzare l'analisi sismica semplificata e quelle per verificare gli appoggi in condizioni sismiche secondo quanto prescritto dall'allegato 10.A dell'Ordinanza appena menzionata.

Ulteriori precisazioni sui parametri adottati per tali calcoli sono illustrati nella relazione "Linee Guida Analisi Antisismica" (D1-AS-0000-001.doc).

Dimensionamento apparecchi di appoggio in gomma

Azioni			
	Rv	Ht	HI
max [KN]	1760	47	15
min [KN]	912	47	0

G [Mpa]	Δl [mm]	Δt [mm]	α [rad]
1,1	12	11,1	0,006



bt	bl	nsg	s	nss	sa	hg	ht	A _c
400	500	9	11	10	4	99	144	200000

Appoggi rettangolari

$S = 10,10$ (coefficiente di forma)

$A_r = 189650 \text{ mm}^2$ (area ridotta)

$\sigma_v = 9,28 < 15 \text{ Mpa} < 37,41$ **stabilità soddisfatta!** (intero carico di progetto)

$\sigma_v = 4,81 < 10 \text{ Mpa}$ (soli carichi permanenti)

$\tau_v = 1,38 \text{ Mpa}$

τ_{hl}	$\tan \gamma_l$	u_l [mm]	τ_{ht}	$\tan \gamma_t$	u_t [mm]
0,039	0,035	3,6	0,118	0,107	11,1

$\tau_\alpha = 0,758 \text{ Mpa}$

$\Delta_h = 2,269 > 1,5 \text{ mm}$

$\tau_v + t_\alpha = 2,14 < 3G$

$\tau_{h \max} = 0,118 < 0.5G$

Verifica allo slittamento

$\sigma_v = 4,81 > 1.5 \text{ Mpa}$

$f = 0,122$

$(H/R_v)_{\max} = 0,05 < f$

Verifica lamiere

$sa = 4,00 > 1,07 \text{ mm}$

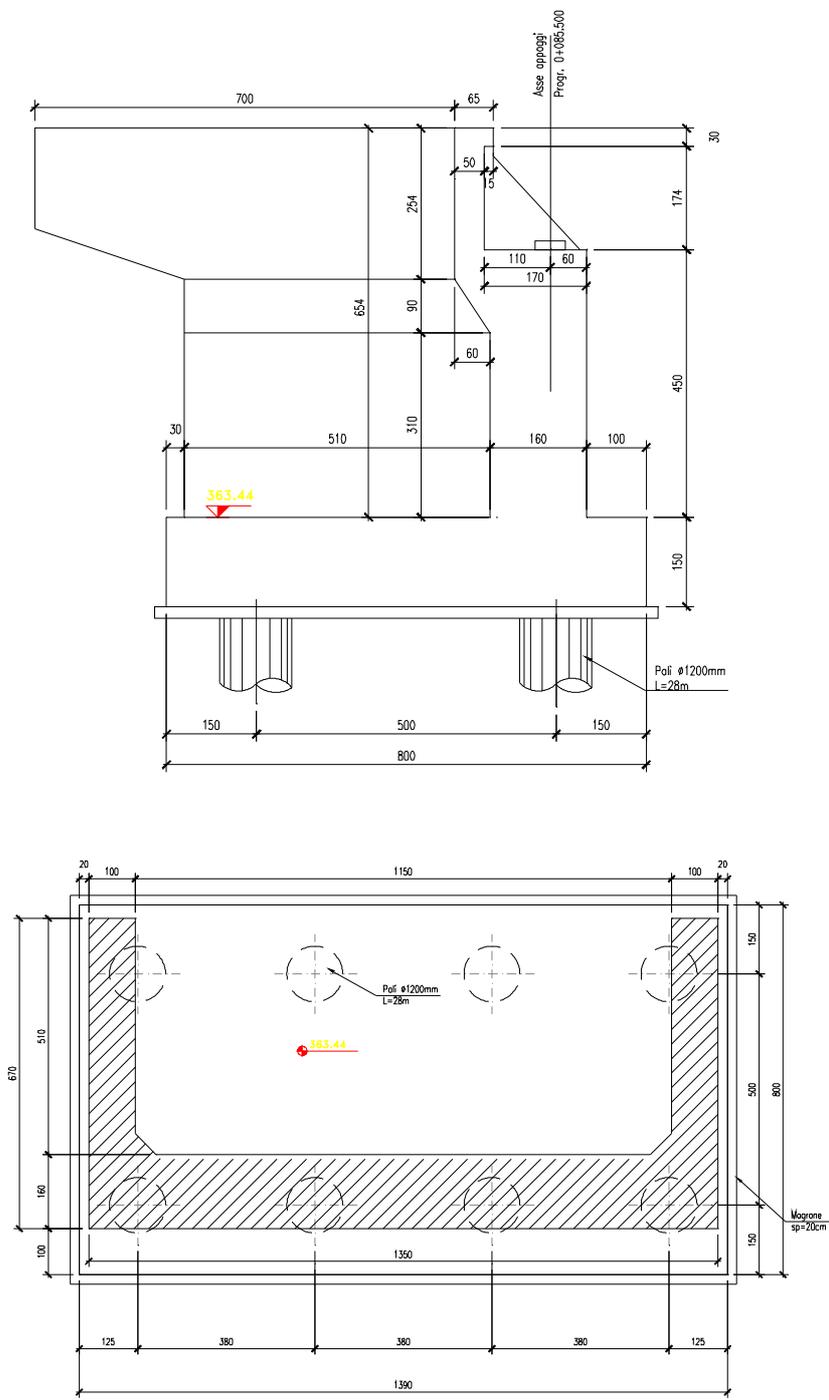
$\sigma_a = 190 \text{ Mpa}$

Condizioni sismiche		
Mimp=	743,4	KNm
n°app=	8	
ζ_c =	10	μ = 0,816
Ke=	2115	Kesi= 16923
		Tis= 1,32
s=	67	F= 1131
		Fe= 141

Passiamo ora ai calcoli relativi alle due spalle:

4.2. Spalla A

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



4.2.1.7. 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	8,04	250	773	4,02	3106

4.2.1.8. Spinta in fase sismica del terreno

$F_{s,eq} = 3316 \text{ KN}$ $e_v = 4.02 \text{ m}$ $M_{s,eq} = 13331 \text{ KNxm}$

4.2.1.9. 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	2289,6	3,62	23339	84489
Paragliaia (con H min)	388,1	6,89	3956	27260
Paragliaia(tratto variabile)+ area dente	202,5	6,89	2064	14222
Muri andatori inferiori	953,7	3,37	9722	32762
Muro andatorio superiore SX	245,0	6,64	2497	16583
Muro andatorio superiore DX	245,0	6,64	2497	16583
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	4170	0,75	42508	31881
Pavimentazione	149,7	8,10	1526	12361
Barriere*2	32,3	8,75	329	2877
Velette*2	69,9	8,00	712	5698
	8746		89151	244715

z=b_v
2,74

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

$F_s = 1749 \text{ KN}$ $M_s = 4801 \text{ KNxm}$

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

4.2.1.10. Azioni provenienti dall'impalcato

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

	N	Ml	Mt	Tl	Tt
pp+port	3646	8750			
Acc N-Ml	2047	4913	2328		
Acc Mt l-M	1106	2654	4077		
Acc Mt l	1106	2654	4077		
fren				61,6	
Vento					188
Sisma l				564	
Sisma t					564

4.2.2. 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..

4.2.2.1. *Sollecitazioni all'intradosso fondazione combinate*

Spalla

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	16330	2860	0	3315	0
All (2)	17528	4408	0	4087	0
All (3)	17528	4408	0	4087	0
All (4)	16330	2860	0	3315	0
AIII (2)	17528	4408	0	4087	0
AIII (3)	17528	4408	0	4087	0
AIII (4)	16330	2860	0	3315	0
AV (long)	16330	12428	0	5162	0
AV (trasv)	16330	2860	4801	3315	1749

Impalcato

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	3646	8750	1114	0	188
All (2)	5693	13663	2774	0	75
All (3)	4752	11404	4523	0	75
All (4)	4752	11404	4523	0	75
AIII (2)	5693	14029	2551	62	38
AIII (3)	4752	11770	4300	62	38
AIII (4)	4752	11770	4300	62	38
AV (long)	3646	12101	0	564	0
AV (trasv)	3646	8750	3350	0	564

4.2.2.2. *Combinazioni di verifica intradosso fondazioni*

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	19976	11610	1114	3315	188
All (2)	23221	18072	2774	4087	75
All (3)	22280	15813	4523	4087	75
All (4)	21082	14264	4523	3315	75
AIII (2)	23221	18438	2551	4149	38
AIII (3)	22280	16179	4300	4149	38
AIII (4)	21082	14630	4300	3376	38
AV (long)	19976	24529	0	5726	0
AV (trasv)	19976	11610	8151	3315	2313

4.2.2.3. Sollecitazioni sui pali

sl	1	2	3	4	5	6	7	8	T
AI	1873	1902	1931	1960	3034	3063	3092	3121	415
All (2)	1890	1962	2035	2108	3697	3770	3843	3916	511
All (3)	1816	1935	2054	2173	3397	3516	3635	3754	511
All (4)	1744	1863	1982	2101	3170	3289	3408	3527	414
AIII (2)	1880	1947	2014	2081	3724	3791	3858	3925	519
AIII (3)	1806	1919	2033	2146	3424	3537	3650	3764	519
AIII (4)	1734	1847	1960	2073	3197	3310	3423	3536	422
AV (long)	1271	1271	1271	1271	3723	3723	3723	3723	716
AV (trasv)	1595	1809	2024	2238	2756	2970	3185	3399	505

Valori massimi

	N (KN)	T (KN)	
Condizioni statiche			
	3925	519	
	1734	422	
Condizioni sismiche	3399	505	Sisma t
	1595	505	Sisma t
	3723	716	Sisma l
	1271	716	Sisma l

4.2.2.4. *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:

$N_{max} = 3.723$ KN
 $H = 716$ KN

$N_{min} = 1.271$ KN
 $H = 716$ KN

$H_{max} = 716$ KN

modulo di elasticità del terreno
 tratto di palo libero
 vincolo testa palo

$E_s = 30000$ KN/mq
 $h = 0$ m

c

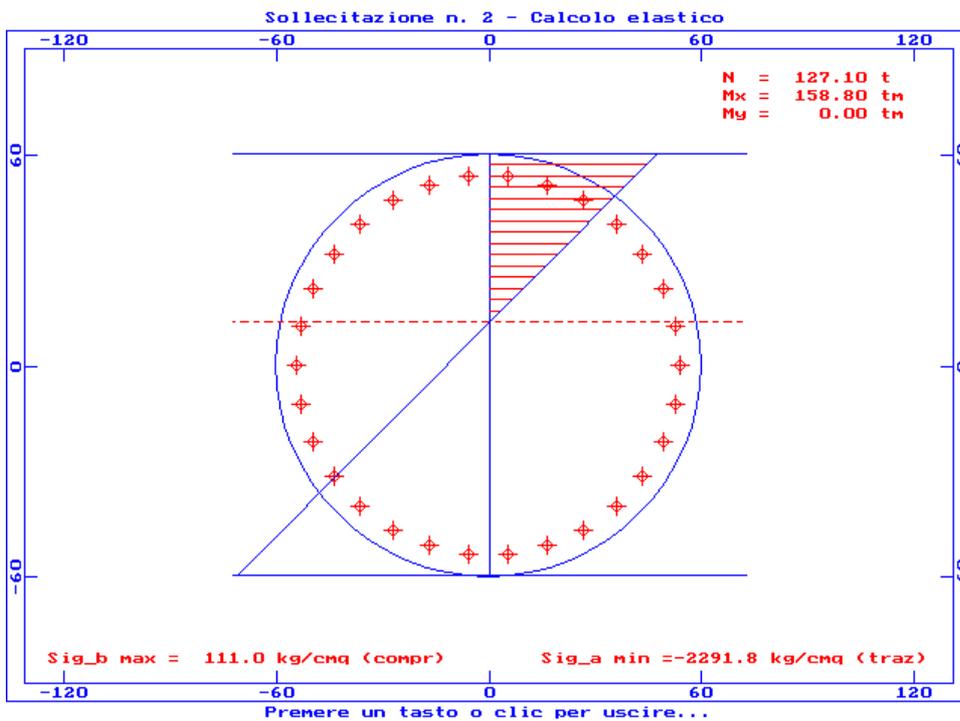
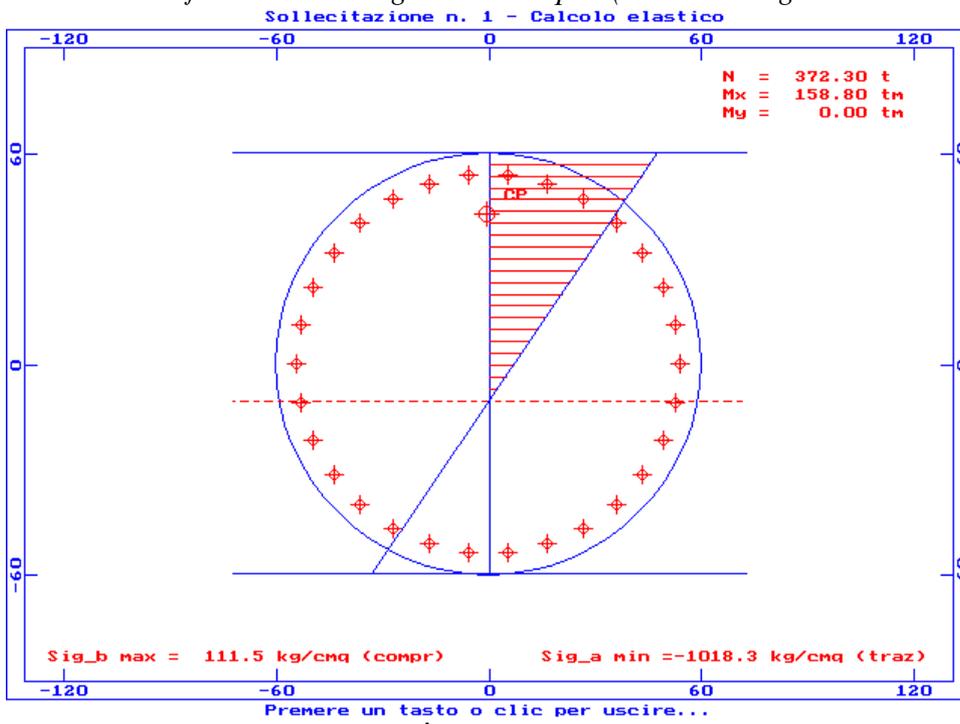
lunghezza elastica del palo
 momento flettente massimo testa pa

$L_o = 4,43$ m
 $M_{max} = 1588$ KNm

Da cui le azioni di pressoflessione sono:

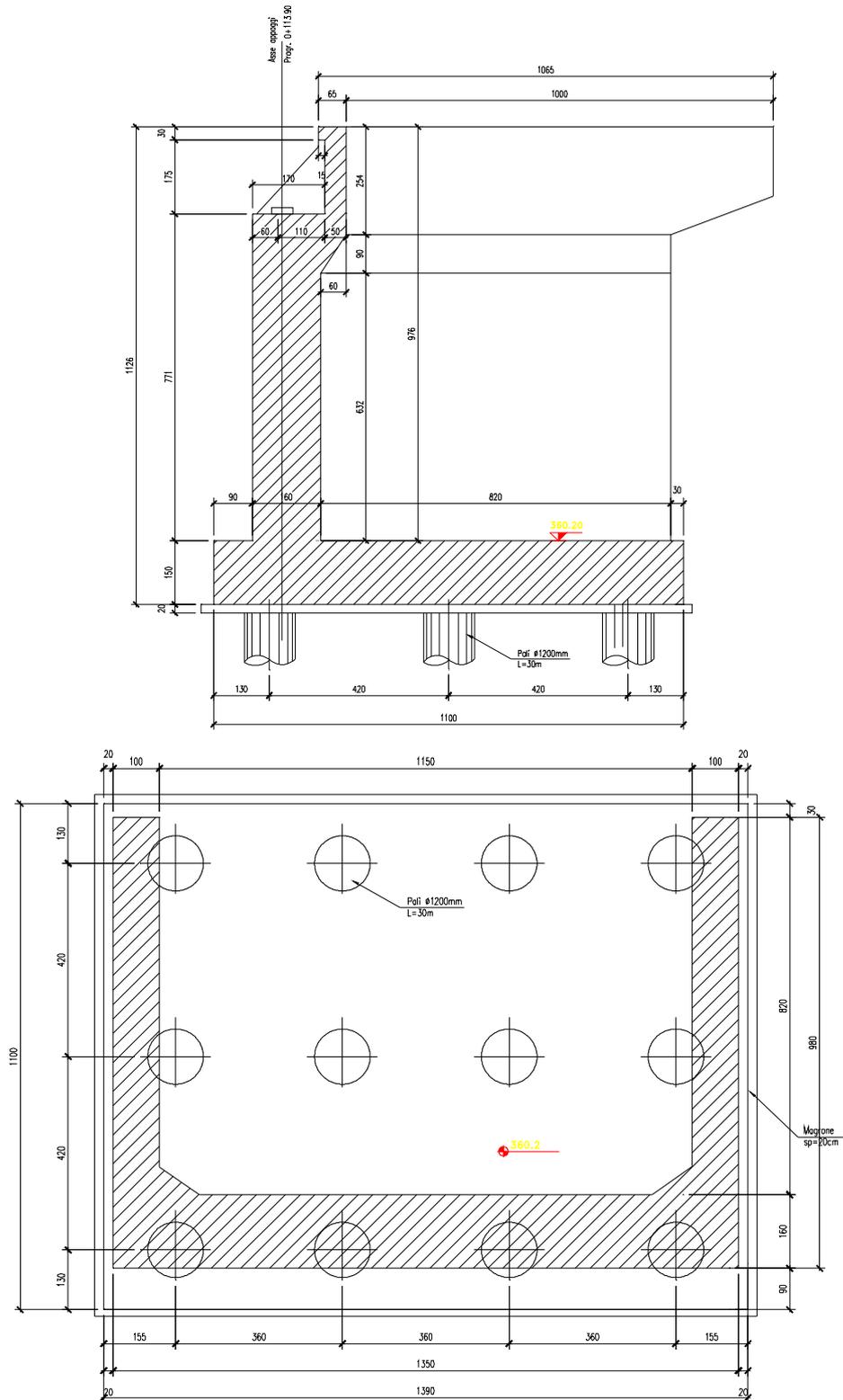
verifica a pressoflessione dei pali:		
	N [KN]	M [KNm]
cond 1	3723	1588
cond 2	1271	1588

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



4.3. Spalla B

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



4.3.1. 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.

4.3.1.1. *Pesi propri degli elementi della spalla*

PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

ELEMENTO	b _l [m]	Area	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Muro frontale	1,60	-	13,50	7,46	161,14	4028,4	3,70	0,00	5,23	14905,1	0,0
Paragliaia (con Hmin)	0,50	-	13,50	2,30	15,53	388,1	2,55	0,00	10,11	989,7	0,0
Paragliaia(tratto variabile)+ area dente	0,00	0,60	13,50	0,00	8,10	202,5	2,55	0,00	10,11	516,4	0,0
Muri andatori inferiori	8,00	0,00	2,00	6,96	111,36	2784,0	-1,10	0,00	4,98	-3062,4	0,0
Muro andatorio superiore SX	10,00	-	0,50	2,80	14,00	350,0	-2,70	6,50	9,86	-945,0	2275,0
Muro andatorio superiore DX	10,00	-	0,50	2,80	14,00	350,0	-2,70	-6,50	9,86	-945,0	-2275,0
Platea di fondazione	10,80	-	13,90	1,50	225,18	5629,5	0,00	0,00	0,75	0,0	0,0
						13732,5				11458,8	0,0

Distanza bordo interno muro frontale dal baricentro platea di fondazione

d_f= 2,9 m

4.3.1.2. *Peso del riempimento sulla zattera di fondazione*

PESO DEL RIEMPIMENTO SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

ELEMENTO	b _l [m]	Area	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
riempimento interno Hmin (misto ceme)	-	96,16	-	2,90	278,9	5298,4	-1,4	0	9,66	-7417,8	0,0
riempimento interno (terreno da rilevato)	-	94,4	-	6,71	633,1	12028,7	-1,1	0	4,86	-13231,5	0,0
						17327,1				-20649,3	0,0

4.3.1.3. *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 _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Pavimentazione	-	96,16	-	2,5	-	240,4	-1,4	0	7,10	-336,6	0,0
Barriere*2	10,75	-	-	-	1,50	32,3	-1,4	0	7,75	-45,2	0,0
Velette*2	10,75	-	-	-	3,25	69,9	-1,4	0	7,00	-97,8	0,0
						342,5				-479,5	0,0

4.3.1.4. *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 _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Sovraccarico	-	96,16	-	20	-	1923,2	-1,4	0	-	-2692,5	0,0

4.3.1.5. *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 _l [kN m]
19	38	0,38	11,11	13,5	6130	3,70	22566

4.3.1.6. *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 _l [kN m]
38	0,38	11,11	31,25	133	5,56	741

4.3.1.7. 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	11,11	250	1068	5,56	5930

4.3.1.8. Spinta in fase sismica del terreno

$F_{s,eq} = 6332 \text{ KN}$ $e_v = 5.56 \text{ m}$ $M_{s,eq} = 35175 \text{ KNxm}$

4.3.1.9. 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	4028,4	5,23	41064	214766
Paraghiaia (con Hmin)	388,1	10,11	3956	39999
Paraghiaia(tratto variabile)+ area dente	202,5	10,11	2064	20869
Muri andatori inferiori	2784,0	4,98	28379	141328
Muro andatorio superiore SX	350,0	9,86	3568	35178
Muro andatorio superiore DX	350,0	9,86	3568	35178
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	5630	0,75	57385	43039
Pavimentazione	240,4	7,10	2451	17399
Barriere*2	32,3	7,75	329	2548
Velette*2	69,9	7,00	712	4986
	14075		143477	555292
				z=b_v
				3,87

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

$F_s = 2815 \text{ KN}$ $M_s = 10895 \text{ KNxm}$

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

4.3.1.10. 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	3646	14219			
Acc N-MI	2047	4913	2328		
Acc Mt I-M	1106	4313	4077		
Acc Mt I	1106	4313	4077		
fren				61,6	
Vento					188
Sisma I				564	
Sisma t					564

4.3.2. 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..

4.3.2.1. *Sollecitazioni all'intradosso fondazione combinate*

Spalla

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	31402	13637	0	6263	0
AII (2)	33325	16874	0	7330	0
AII (3)	33325	16874	0	7330	0
AII (4)	31402	13637	0	6263	0
AIII (2)	33325	16874	0	7330	0
AIII (3)	33325	16874	0	7330	0
AIII (4)	31402	13637	0	6263	0
AV (long)	31402	37141	0	9281	0
AV (trasv)	31402	13637	10895	6263	2815

Impalcato

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	3646	14219	1718	0	188
AII (2)	5693	19132	3015	0	75
AII (3)	4752	18533	4764	0	75
AII (4)	4752	18533	4764	0	75
AIII (2)	5693	19697	2672	62	38
AIII (3)	4752	19097	4421	62	38
AIII (4)	4752	19097	4421	62	38
AV (long)	3646	19386	0	564	0
AV (trasv)	3646	14219	5166	0	564

4.3.2.2. *Combinazioni di verifica intradosso fondazioni*

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	35048	27856	1718	6263	188
AII (2)	39018	36007	3015	7330	75
AII (3)	38077	35407	4764	7330	75
AII (4)	36154	32170	4764	6263	75
AIII (2)	39018	36571	2672	7392	38
AIII (3)	38077	35971	4421	7392	38
AIII (4)	36154	32734	4421	6325	38
AV (long)	35048	56526	0	9845	0
AV (trasv)	35048	27856	16061	6263	3379

4.3.2.3. Sollecitazioni sui pali

sl	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	T
AI	2044	2076	2108	2139	2873	2905	2937	2968	3702	3734	3766	3797	522
All (2)	2096	2152	2208	2264	3168	3224	3279	3335	4239	4295	4351	4407	611
All (3)	1987	2075	2163	2252	3041	3129	3217	3305	4095	4183	4271	4359	611
All (4)	1923	2011	2100	2188	2881	2969	3057	3145	3838	3926	4014	4103	522
AIII (2)	2089	2138	2188	2237	3177	3227	3276	3326	4266	4315	4365	4414	616
AIII (3)	1980	2062	2143	2225	3050	3132	3214	3296	4121	4203	4285	4366	616
AIII (4)	1916	1998	2080	2161	2890	2972	3054	3136	3864	3946	4028	4110	527
AV (long)	1238	1238	1238	1238	2921	2921	2921	2921	4603	4603	4603	4603	820
AV (trasv)	1645	1943	2240	2538	2475	2772	3069	3367	3304	3601	3898	4196	593

Valori massimi

	N (KN)	T (KN)	
Condizione statiche			
	4414	616	
	1916	527	
Condizioni sismiche	4196	593	Sisma t
	1645	593	Sisma t
	4603	820	Sisma l
	1238	820	Sisma l

4.3.2.4. *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 = 4.603 KN

H = 820 KN

Nmin = 1.238 KN

H = 820 KN

Hmax = 820 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

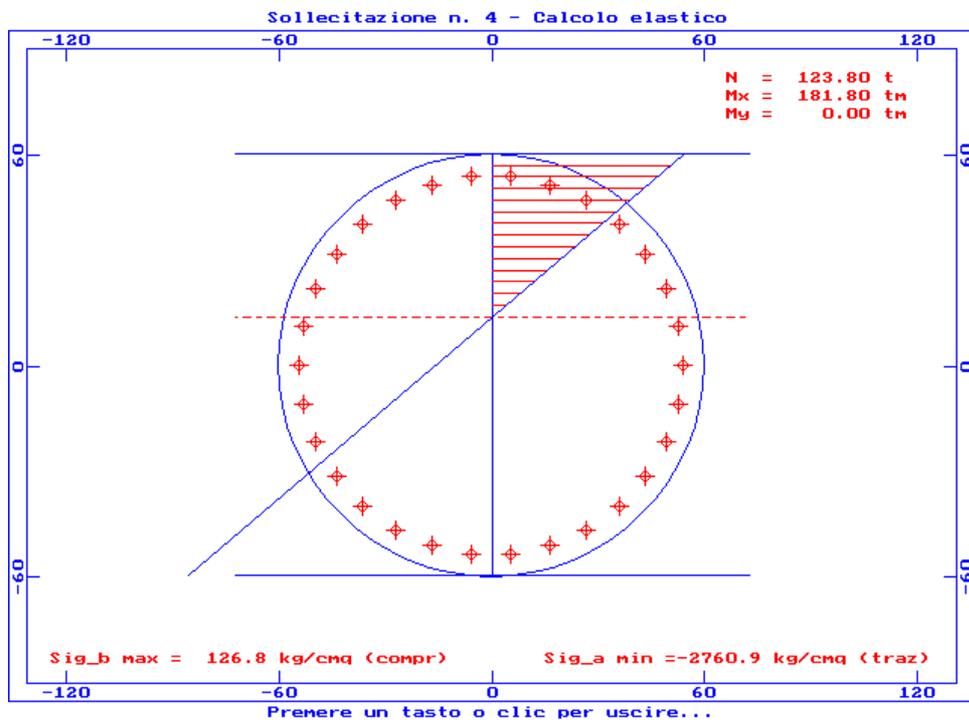
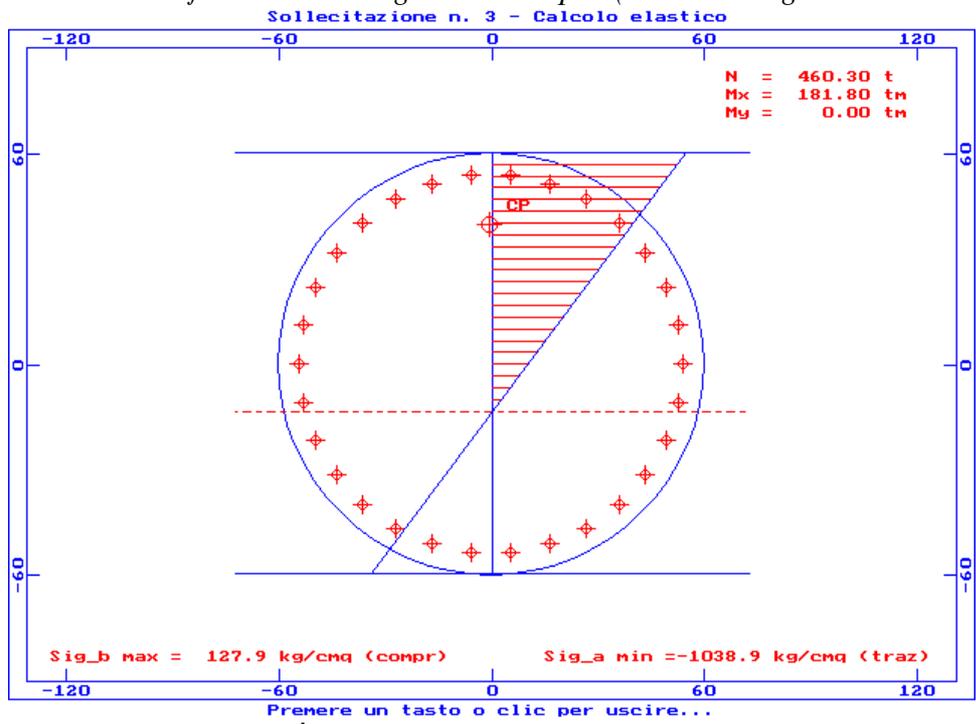
momento flettente massimo testa pa

Mmax = 1818 KNm

Da cui le azioni di pressoflessione sono:

verifica a pressoflessione dei pali:		
	N [KN]	M [KNm]
cond 1	4603	1818
cond 2	1238	1818

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



5. 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.

5.1. Inquadramento e schema geotecnico

Il viadotto attraversa a mezza costa una piccola incisione torrentizia. Il substrato della zona è costituito dalla formazione delle Argille grigio-azzurre, coperta in superficie da una coltre di alterazione e detritico-eluviale.

Nel sito non sono state eseguite indagini dirette. Per la ricostruzione della situazione di sottosuolo si è fatto riferimento agli studi geologici e in particolare alla carta geologica e al profilo geologico. L'indagine geologica non ha individuato per questo settore fenomeni di instabilità.

Con riferimento alla caratterizzazione geotecnica esposta nella Relazione Geotecnica generale prima citata, è stato definito il seguente schema di calcolo.

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.

5.2. 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 presso-flessione 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 N_{max} (kN)	Coefficiente di sicurezza	
	(m)	(mm)		F_s tot	F_s lat
Spalla A	28	1200	3925	2.61	1.78
Spalla B	30	1200	4603 (*)	2.45	1.72

(*) combinazioni sismiche

Tabulati di calcolo pali

Viadotto Giardino. Spalla A. 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	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	Berezantzev	
L _{u,1}	5	L _{u,2}	10	L _{u,3}	13	L/D=Lu/d.p.	530,56
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,1max}	4,0	q _{a,2max}	4,0	q _{a,3max}	10,0	Q _{p,u}	328,55
resistenza laterale		resistenza laterale		resistenza laterale		Q_p	328,55
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	318,50		
Qs.1	75,40	Qs.2	150,80	Qs.3	490,09		

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	= 28,0
L _{u,1}	= 5,0	L _{u,2}	= 10,0	L _{u,3}	= 13,0	L _u	= 28,0
γ ₁	= 1,9	γ ₂	= 2,00	γ ₃	= 2,0	W'	= 19,0
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} = SQ_{s,i} + Q_p = 1044,83

tensioni alla base del palo

resistenza laterale

σ_v efficace = 31,00 Q_{s,1} = 75,40

σ_v totale = 65,50 Q_{s,2} = 150,80

fattori adimensionali Q_{s,3} = 490,09

N_q Berezant = 0,0 ΣQ_{s,i} = 716,28

N_c = 0,0

N_{c,u} = 9,0

resistenza alla punta

Q_p = 328,55

carico ammissibile

Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 417,93

carico agente

Q_{ag} = **392,50**

coefficiente di sicurezza

F_{stot} = (Q_{lim}-W')/Q_{ag} = 2,61

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

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Giardino Spalla B. Pali 1200 mm

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	31	perimetro	p.p 3,77
lunghezza utile palo	L _u	30	area	a.p 1,13
profondità falda	H _f	3,5	L _u /d.p	25,00

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 _{u1}	4
parametri terreno	
condizioni	0
γ ₁	1,9
φ ₁	0
c ₁	0,0
K ₁	0,5
c _{u1}	5,0
q _{a1}	4,0
q _{a1max}	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ ₁	0,00
Σγ _i z _i	21,68
Qs.1	60,32

Strato 2	
H ₁	5
H ₂	15
S ₂	10
L _{u2}	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ ₂	2,00
φ ₂	0
c ₂	0,0
K ₂	0,5
c _{u2}	10,0
q _{a2}	4,0
q _{a2max}	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ ₂	0,00
Σγ _i z _i	130,00
Qs.2	150,80

Strato 3	
H ₂	15
H ₃	infinito
S ₃	infinito
L _{u3}	16
parametri terreno	
condizioni	0
γ ₃	2,0
φ ₃	0
c ₃	0,0
K ₃	0,5
c _{u3}	25,0
q _{a3}	10,0
q _{a3max}	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ ₃	0,00
Σγ _i z _i	416,00
Qs.3	603,19

Parametri di output	
Sv efficace	34,00
Sv totale	71,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	531,67
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	
Qp _d	0,00
Qp _u	335,33
Qp	335,33

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	
H ₀	= 0,0
H ₁	= 5,0
S ₁	= 5,0
Lu ₁	= 4,0
γ ₁	= 1,9
φ ₁	= 0
c ₁	= 0,0
c _{u1}	= 5,0
qa _{1.max}	= 4,0
K ₁	= 0,5

Strato 2	
H ₁	= 5,0
H ₂	= 15,0
S ₂	= 10,0
Lu ₂	= 10,0
γ ₂	= 2,00
φ ₂	= 0
c ₂	= 0,0
c _{u2}	= 10,0
qa _{2.max}	= 4,0
K ₂	= 0,5

Strato 2	
H ₂	= 15,0
H ₃	= infinito
S ₃	= infinito
Lu ₃	= 16,0
γ ₃	= 2,0
φ ₃	= 0
c ₃	= 0,0
c _{u3}	= 25,0
qa _{3.max}	= 10,0
K ₃	= 0,5

Geometria del palo	
d.p	= 1,2
t.p	= 1,0
St	= 31,0
Lu	= 30,0
W'	= 20,4

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

Q_{lim} = SQ_{s.i} + Q_p = 1149,63

tensioni alla base del palo

σ_v efficace = 34,00
σ_v totale = 71,50

fattori adimensionali

N_q Berezantzev = 0,0
N_c = 0,0
N_{c.u} = 9,0

resistenza laterale

Q_{s.1} = 60,32
Q_{s.2} = 150,80
Q_{s.3} = 603,19
ΣQ_{s.i} = 814,30

resistenza alla punta

Q_p = 335,33

carico ammissibile

Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 459,85

carico agente

Q_{ag} = 460,30

coefficiente di sicurezza

F_{stot} = (Q_{lim}-W')/Q_{ag} = 2,45

F_{slat} = (Q_s-W')/Q_{ag} = 1,72

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri