

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
3	SOFTWARE DI CALCOLO.....	9
4	CONVENZIONI GENERALI.....	10
5	MATERIALI	11
5.1	CONGLOMERATI CEMENTIZI.....	11
5.1.1	Generalità.....	11
5.1.2	Durabilità - Classi di esposizione e copriferri.....	11
5.1.4	Pali di fondazione – Getto in opera.....	12
5.1.5	Elevazioni e fondazioni spalle e pile – Getto in opera.....	12
5.2	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA PER ELEMENTI IN C.A.....	13
6	MATERIALI DI RINTERRO E REGIMI DI SPINTA	14
7	CARATTERIZZAZIONE DELL’AZIONE SISMICA	15
8	ANALISI DEI CARICHI SPALLE.....	16
8.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	16
8.2	SPINTA STATICA DEL RINTERRO DI MONTE.....	16
8.3	SPINTA DEL SOVRACCARICO DI SERVIZIO	16
8.4	AZIONI STATICHE TRASMESSE DALL’IMPALCATO	17
8.5	FORZA D’INERZIA ELEMENTI STRUTTURALI	17
8.6	SPINTA SISMICA DEL RINTERRO DI MONTE	18
8.7	AZIONI SISMICHE TRASMESSE DALL’IMPALCATO	18
9	COMBINAZIONI DI CARICO	19
9.1	COMBINAZIONI S.L.E.	19
9.2	COMBINAZIONI S.L.U.....	19
10	ANALISI DELLA SPALLA.....	20
10.1	CONDIZIONI DI CARICO	25
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	27
10.3	RIPARTIZIONE DEI CARICHI SULLA PALIFICATA	29
11	VERIFICHE STRUTTURALI ELEVAZIONI SPALLE.....	30
11.1	VERIFICA MURO PARAGHIAIA.....	30
11.1.2	Verifiche di resistenza a flessione – SLU.....	31
11.1.3	Verifiche di resistenza a taglio – SLU	32
11.1.4	Verifiche di durabilità SLE	33
11.2	VERIFICA ZATTERA DI FONDAZIONE.....	34
11.3	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	35
11.3.1	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI	35
11.3.2	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI	41
12	ANALISI DELLE PILE	44
12.1	VERIFICA ELEVAZIONE PILE	55
12.1.1	VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE – SLU	55
12.1.2	VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO – SLU.....	56

12.1.3	VERIFICHE DI DURABILITÀ SLE.....	56
12.2	VERIFICA ZATTERA DI FONDAZIONE.....	57
12.3	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	58
12.3.1	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI.....	58
12.3.2	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI.....	66
13	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	69
13.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE DI CALCOLO.....	69
13.2	AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI.....	69
13.3	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	70
13.3.1	Stima del periodo di vibrazione dell'impalcato.....	70

1 INTRODUZIONE

Oggetto del presente elaborato sono le analisi e i calcoli statici e dinamici svolti per lo studio e la verifica delle sottostrutture pile e spalle del viadotto VI01 dalla progressiva 0+119.00 alla progressiva 0+371.60 nell'ambito del progetto S.S. 78 "Sarnano – Amandola" – Lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in t.s. e potenziamento delle intersezioni - 1° stralcio".

L'impalcato, disposto in leggera curva, presenta uno schema statico di trave continua su n. 8 appoggi ed è composto da n. 4 travi principali in acciaio di luci nette tra gli assi appoggi, misurate in asse al ponte, pari a **31.0 m** per le campate di riva e pari a **38.0 m** per le campate centrali.

La larghezza dell'impalcato che sostiene la singola carreggiata è variabile con larghezza massima pari a circa 15.00 m misurata in corrispondenza al filo esterno dei cordoli per le campate centrali e pari a 12.00 m per le campate di riva.

Per le spalle si prevede la realizzazione di un sistema tradizionale realizzato con muri frontali, muretti paraghiaia, muri di risvolto e zattera di fondazione. Le sottofondazioni sono previste con pali di grande diametro pari a 1200 mm.

Per le pile si prevede la realizzazione di un fusto con sezione trasversale rettangolare allungata fondato su una zattera di fondazione e pali di grande diametro pari a 1200 mm.

Le sottofondazioni sono previste con pali di grande diametro pari a 1200 mm di lunghezza pari a 19.00 m.

A estradosso dei muri frontali e dei fusti pila sono alloggiati i dispositivi di appoggio.

Il sistema di vincolo alle sottostrutture è costituito da appoggi isolatori ad alto smorzamento in elastomero armato (HDRB) aventi le seguenti caratteristiche:

$k_{h-eq} \cong 1.51 \text{ kN/mm} \Rightarrow$ rigidezza orizzontale equivalente;

$k_{v-eq} \cong 1403 \text{ kN/mm} \Rightarrow$ rigidezza verticale equivalente;

$\xi_{eq} = 15\% \Rightarrow$ smorzamento equivalente minimo;

$G_{din} = 0.8 \text{ MPa} \Rightarrow$ modulo di elasticità tangenziale.

In questa relazione si procede alla verifica delle strutture sotto i carichi definiti dai regolamenti vigenti:

DM 2018 ed **Eurocodici**.

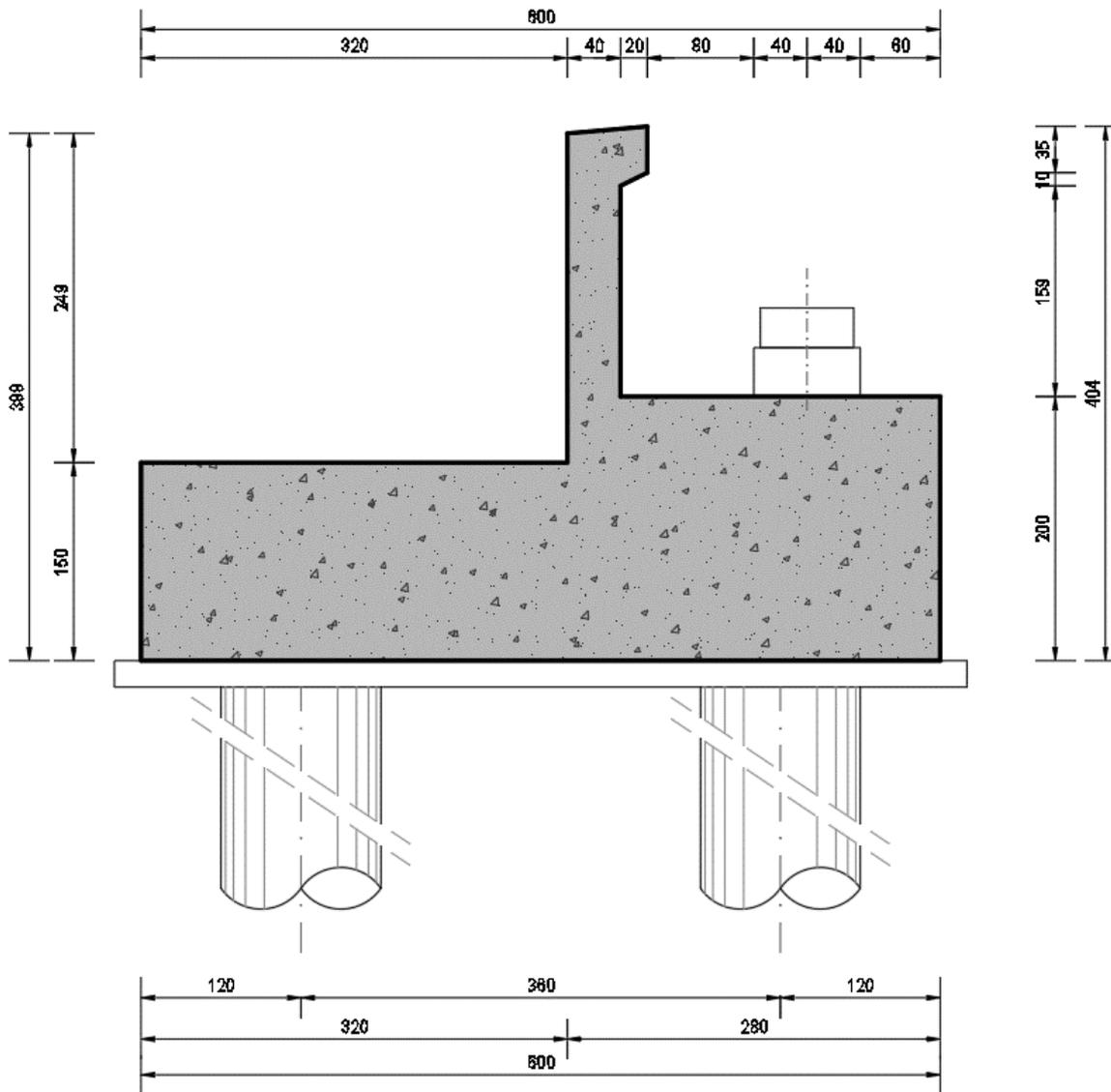


FIGURA 1-1. SEZIONE TRASVERSALE SPALLA

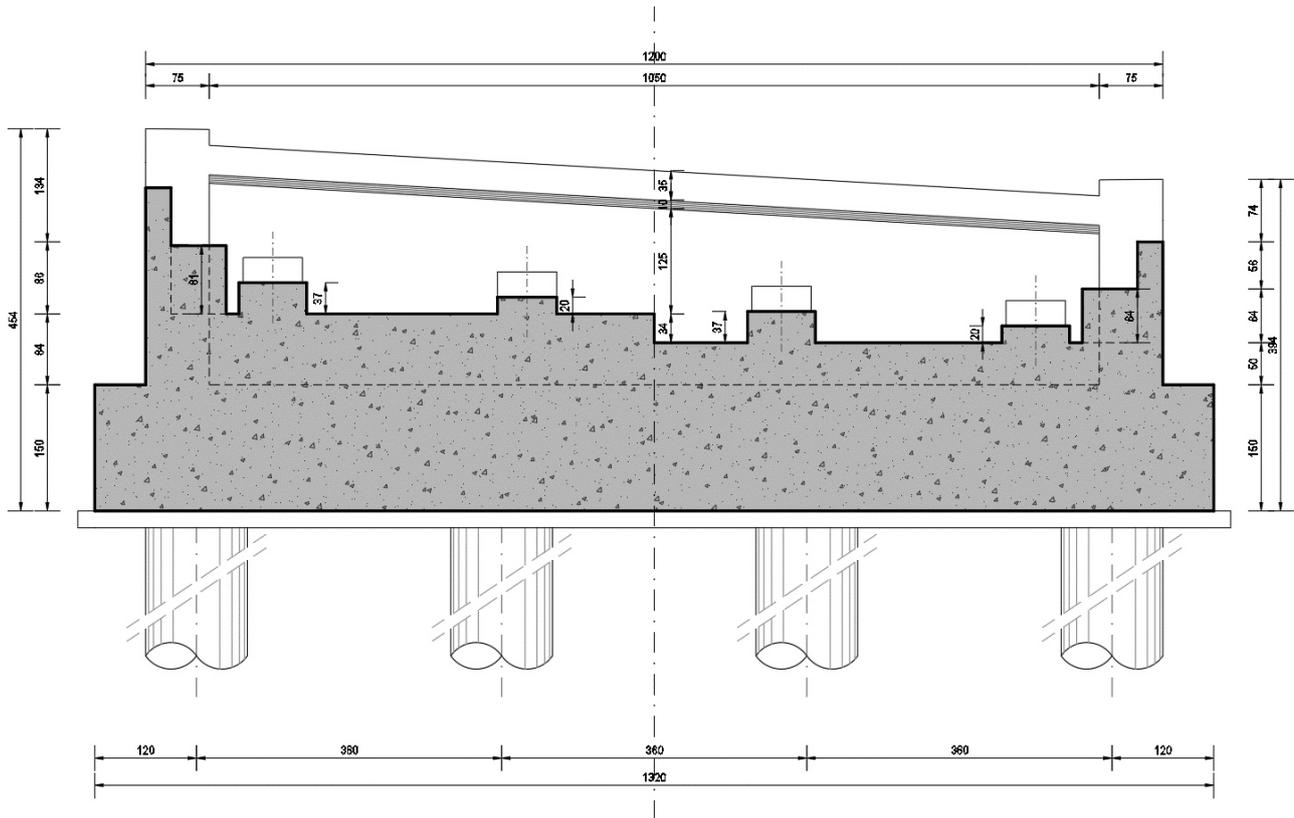


FIGURA 1-2. SEZIONE LONGITUDINALE SPALLA

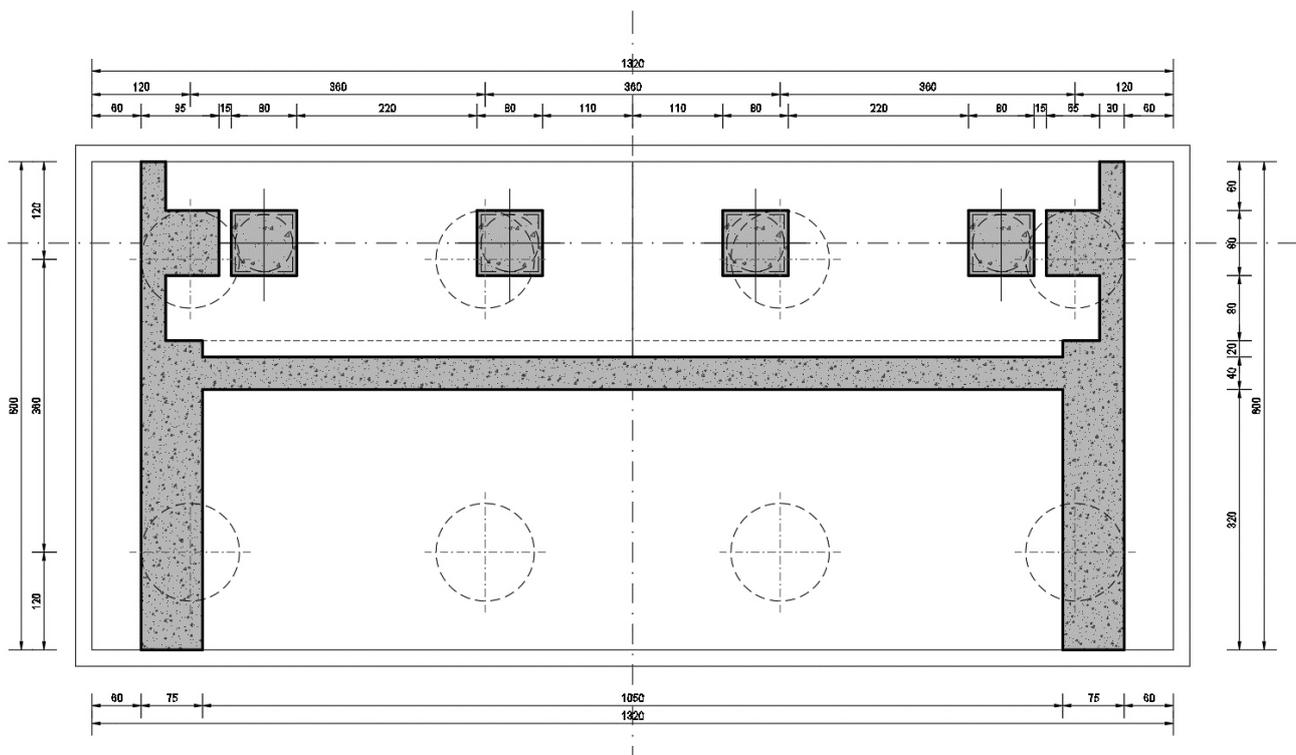


FIGURA 1-3. PIANTA SPALLA

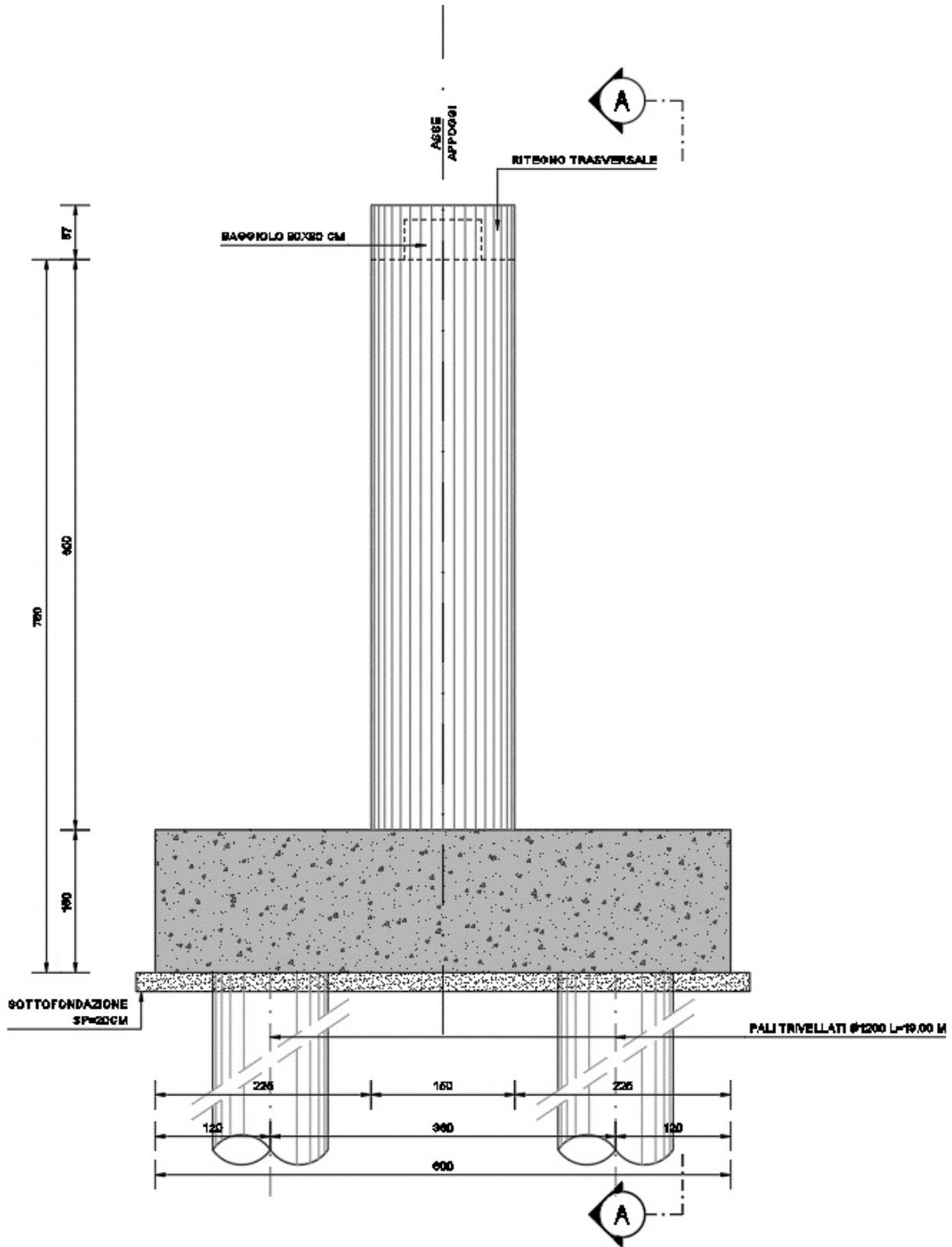


FIGURA 1-4. SEZIONE TRASVERSALE PILA

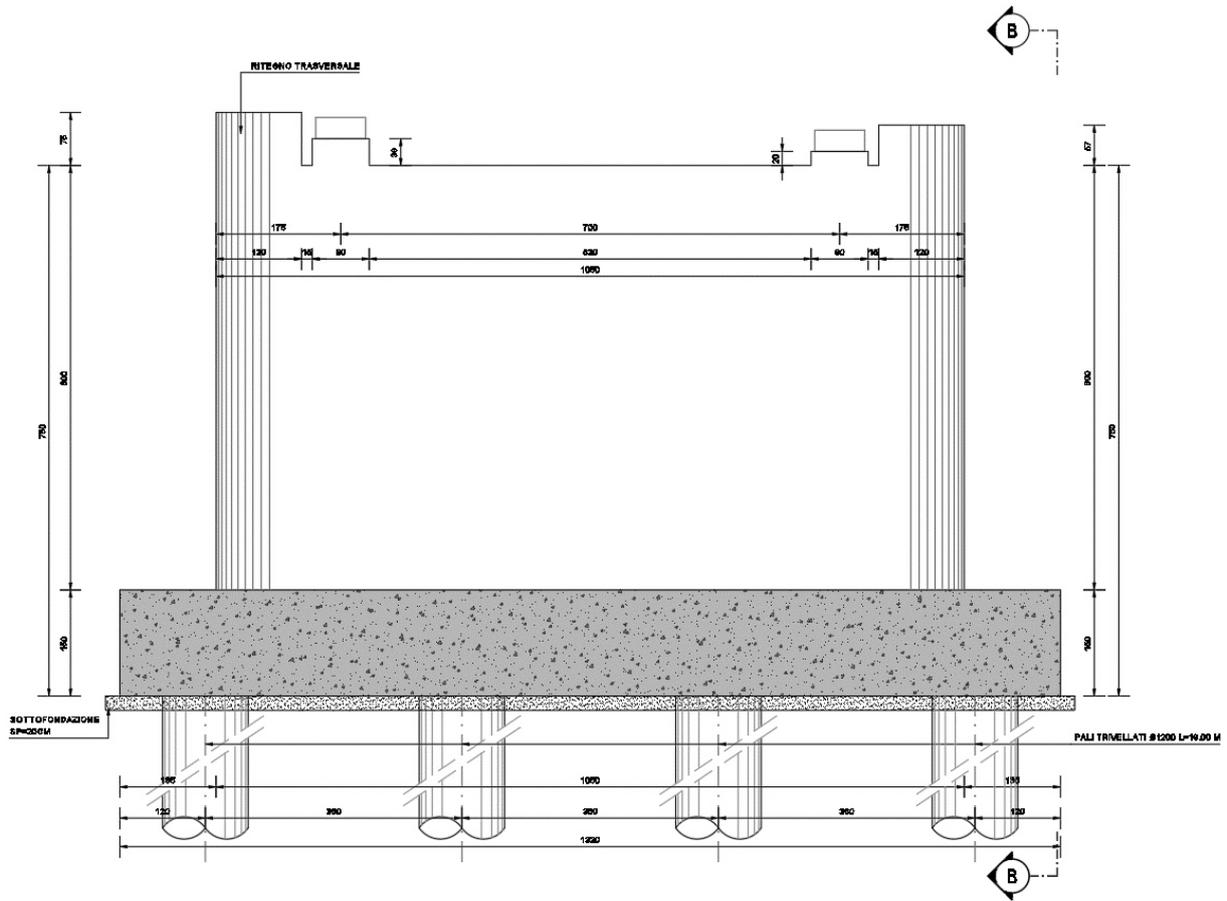


FIGURA 1-5. SEZIONE LONGITUDINALE PILA

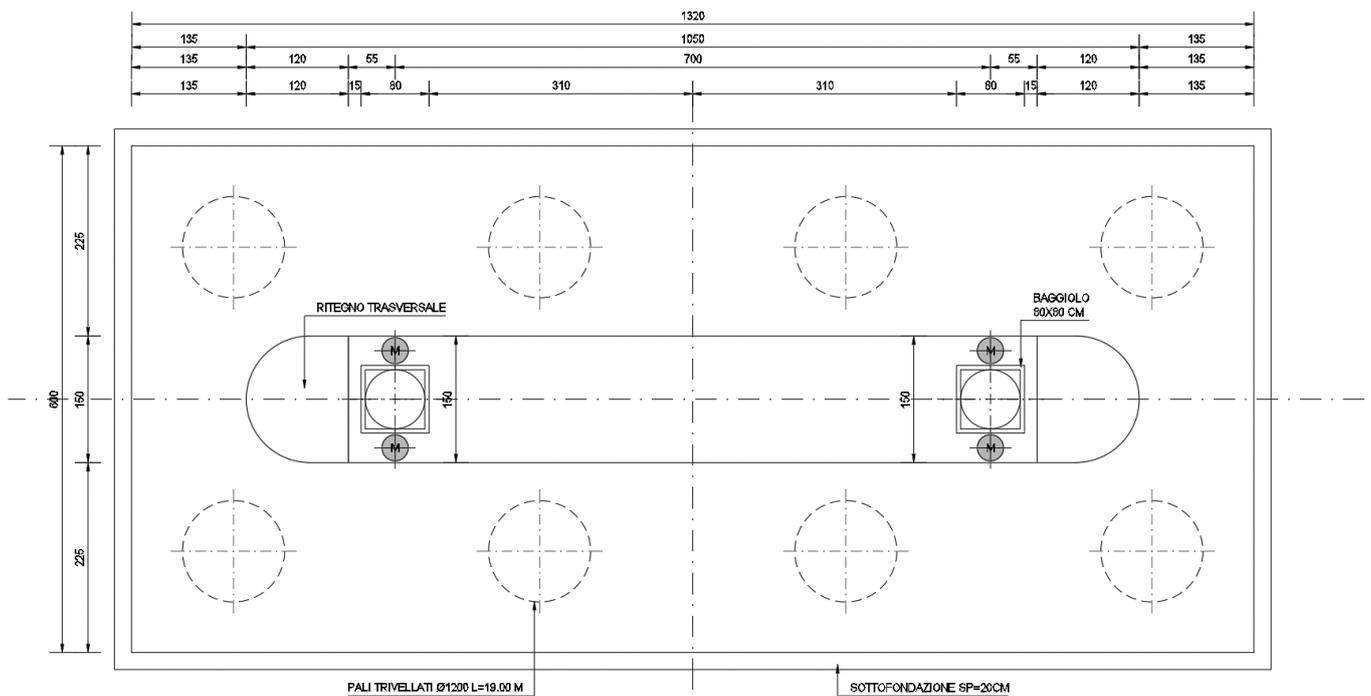


FIGURA 1-6. PIANTA PILA

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente *Normativa italiana* e da quella europea (*Eurocodici*).

In particolare, si è fatto riferimento a:

- [1] D.M. 17/01/2018 *NTC 2018 - Nuova normativa tecnica per le costruzioni*
- [2] EN 1990 *Basi della progettazione strutturale*
- [3] EN 1991 *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture:*
 - a. *Parte 4: Azioni sulle strutture – Azione del vento*
 - b. *Parte 5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche*
 - c. *Parte 2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti*
- [4] EN 1992 *Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo*
 - a. *Parte 2: Ponti di calcestruzzo*
- [5] EN 1993 *Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio*
 - a. *Parte 2: Ponti di acciaio*
- [6] EN 1994 *Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo*
 - a. *Parte 2: Regole generali e regole per i ponti*
- [7] EN 1998 *Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*
 - a. *Parte 2: Ponti*

3 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi strutturale dell'impalcato e delle sottostrutture si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato *CSiBridge (ver. 15.1.1)*. Il pacchetto software comprende un preprocessore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

4 CONVENZIONI GENERALI

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento. Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m

forze - coppie: kN

tensioni: MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

In generale, per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx azione assiale

Fy azione tagliante agente nel piano orizzontale

Fz azione tagliante agente nel piano verticale

Mx momento torcente

My momento flettente agente nel piano verticale

Mz momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche Fx, Fz, My, dal momento che risultano non significativi i contributi Fy, Mx ed Mz.

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

M (Mf) in luogo di My

V in luogo di Fz

T in luogo di Mx

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE: se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave

- NEGATIVE: se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave

5 MATERIALI

5.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

5.1.1 GENERALITÀ

Le materie di base dei vari mix-design dovranno rispettare quanto riportato nelle seguenti:

- *UNI ENV 12620 e UNI EN 13055-1* ⇒ per gli aggregati;
- *UNI EN 1008: 2003* ⇒ per l'acqua di impasto;
- *UNI EN 197* ⇒ per il cemento;
- *UNI EN 934-2* ⇒ per gli additivi super fluidificanti e/o ritardanti.

5.1.2 DURABILITÀ - CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Per assicurare la necessaria durabilità all'opera in esame in relazione alla vita nominale della stessa si sono scelte, per i differenti elementi strutturali componenti l'opera, le classi di esposizione ed i valori di copriferro riassunti di seguito:

- *Pali di fondazione*
Classe di esposizione: *XC2*
Classe calcestruzzo: *C25/30*
Copriferro minimo: *70 mm*
- *Elevazione spalle e pile*
Classe di esposizione: *XC4-XA3*
Copriferro minimo: *45 mm*
Classe calcestruzzo: *C35/45*
- *Fondazioni spalle e pile*
Classe di esposizione: *XC4-XA3*
Copriferro minimo: *45 mm*
Classe calcestruzzo: *C35/45*

5.1.4 PALI DI FONDAZIONE – GETTO IN OPERA

R_{ck}	30	[MPa]	Resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	24.9	[MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica
γ_c	1.5	[-]	Coefficiente di sicurezza parziale
α_{cc}	0.85	[-]	Coefficiente per effetti a lungo termine
f_{cm}	32.9	[MPa]	Valore medio resistenza a compressione cilindrica
f_{ctm}	2.56	[MPa]	Valore medio resistenza a trazione
E_{cm}	31447	[MPa]	Modulo di elasticità
ϵ_{c1}	0.002	[-]	Deformazione unitaria per la tensione f_c
ϵ_{cu}	0.0035	[-]	Deformazione unitaria ultima
f_{cd}	14.1	[MPa]	Resistenza di progetto a compressione
f_{ctd}	1.19	[MPa]	Resistenza di progetto a trazione
$\sigma_{c,caratt.}$	14.94	[MPa]	Tensione limite - Comb. caratteristica
$\sigma_{c,q.p.}$	11.2	[MPa]	Tensione limite - Comb. quasi permanente

Le altre caratteristiche richieste sono:

- rapporto acqua cemento a/c ≤ 0.6 ;
- slump S4;
- diametro massimo aggregati < 32 mm.

5.1.5 ELEVAZIONI E FONDAZIONI SPALLE E PILE – GETTO IN OPERA

R_{ck}	45	[MPa]	Resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	37.4	[MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica
γ_c	1.5	[-]	Coefficiente di sicurezza parziale
α_{cc}	0.85	[-]	Coefficiente per effetti a lungo termine
f_{cm}	45.4	[MPa]	Valore medio resistenza a compressione cilindrica
f_{ctm}	3.4	[MPa]	Valore medio resistenza a trazione
E_{cm}	34625	[MPa]	Modulo di elasticità
ϵ_{c1}	0.002	[-]	Deformazione unitaria per la tensione f_c
ϵ_{cu}	0.0035	[-]	Deformazione unitaria ultima
f_{cd}	21.2	[MPa]	Resistenza di progetto a compressione
f_{ctd}	1.56	[MPa]	Resistenza di progetto a trazione
$\sigma_{c,caratt.}$	22.4	[MPa]	Tensione limite - Comb. caratteristica
$\sigma_{c,q.p.}$	16.8	[MPa]	Tensione limite - Comb. quasi permanente

Le altre caratteristiche richieste sono:

- rapporto acqua cemento a/c ≤ 0.45 ;
- slump S4;
- diametro massimo aggregati < 20 mm.

5.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA PER ELEMENTI IN C.A

Classe	B450C		
f_{yk}	450	[MPa]	Resistenza a snervamento
γ_σ	1.15	[-]	Coefficiente di sicurezza
E_s	210000	[MPa]	Modulo di elasticità
ϵ_{ps}	0.0019	[-]	Deformazione unitaria a snervamento
ϵ_{ou}	∞	[-]	Deformazione unitaria ultima
f_{yd}	391.3	[MPa]	Resistenza di progetto
σ_σ	360	[MPa]	Tensione limite acciaio - Combinazioni SLS

6 MATERIALI DI RINTERRO E REGIMI DI SPINTA

I materiali da utilizzare per il rinterro a tergo spalla dovranno essere opportunamente selezionati e posti in opera con adeguati fasi di lavorazione e rullaggio in maniera tale da garantire il rispetto delle ipotesi di progetto. In particolare, si sono considerate le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Peso per unità di volume: $\gamma \cong 19 \text{ kN/m}^3$;
- Angolo d'attrito interno: $\phi \cong 35^\circ$;
- Coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \text{sen}\phi) \cong 0.426$ (*formula di Jacky*).

In favore di sicurezza le spinte delle terre in condizioni statiche a monte della spalla sono valutate con riferimento allo stato di spinta a riposo.

Per la valutazione delle spinte in condizioni sismiche si utilizza l'approccio pseudo-statico di *Mononobe-Okabe*.

7 CARATTERIZZAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata, ai sensi del *D.M. 17 gennaio 2018*. In particolare, si fa riferimento ai seguenti parametri:

- Vita nominale di progetto $\Rightarrow V_N = 100$ anni
- Classe d'uso *IV* $\Rightarrow C_u = 2.0$
- Periodo di riferimento $\Rightarrow V_N = V_N \times C_u = 200$ anni.

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

- Categoria di sottosuolo: *B*
- Categoria topografica: *T2*

Nelle tabelle seguenti si riportano i parametri utilizzati per la definizione degli spettri elastici di progetto.

	$S_{e-h}(T)$	$S_{e-v}(T)$		$S_{e-h}(T)$	$S_{e-v}(T)$		$S_{e-h}(T)$	$S_{e-v}(T)$
$(a_g/g)_{SLD}$	0.137	0.137	$(a_g/g)_{SLV}$	0.299	0.299	$(a_g/g)_{SLC}$	0.326	0.326
F_{0-SLD}	2.473	-	F_{0-SLV}	2.569	-	F_{0-SLC}	2.575	-
F_{V-SLD}	1.236	1.236	F_{V-SLV}	1.896	1.896	F_{V-SLC}	1.985	1.985
S_S	1.20	1.00	S_S	1.09	1.00	S_S	1.06	1.00
S_T	1.20	1.20	S_T	1.20	1.20	S_T	1.20	1.20
S	1.44	1.20	S	1.31	1.20	S	1.28	1.20
ξ	5	5	ξ	5	5	ξ	5	5
η	1	1	η	1	1	η	1	1
C_C	1.38	-	C_C	1.35	-	C_C	1.35	-
T^*_{C-SLD}	0.326	-	T^*_{C-SLV}	0.360	-	T^*_{C-SLC}	0.364	-
T_C	0.449	0.150	T_C	0.486	0.150	T_C	0.490	0.150
T_B	0.150	0.050	T_B	0.162	0.050	T_B	0.163	0.050
T_D	2.148	1.000	T_D	2.796	1.000	T_D	2.904	1.000

8 ANALISI DEI CARICHI SPALLE

In analogia con gli schemi considerati per le analisi si sono previste le seguenti azioni di calcolo:

- Peso proprio elementi strutturali in c.a. costituenti la spalla;
- Spinta statica rinterro di monte;
- Spinta statica sovraccarico di servizio (lato monte);
- Reazioni statiche verticali trasmesse dall'impalcato dovute ai carichi permanenti (peso proprio degli elementi strutturali, carichi permanenti e carichi mobili di servizio);
- Reazioni statiche orizzontali trasmesse dall'impalcato dovute alla variazione termica uniforme;
- Reazioni statiche orizzontali trasmesse dall'impalcato dovute alla forza di frenatura;
- Reazioni statiche orizzontali trasmesse dall'impalcato dovute al vento;
- Forza d'inerzia degli elementi strutturali in calcestruzzo armato;
- Spinta sismica del rinterro di monte (incremento di spinta sismica);
- Reazioni sismiche trasmesse dall'impalcato – forze d'inerzia derivanti dal peso proprio e dai carichi permanenti portati.

8.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

I carichi rappresentanti i pesi propri degli elementi strutturali sono valutati considerando un peso per unità di volume del conglomerato cementizio armato pari a 25 kN/m^3 e pari a 78.5 kN/m^3 per l'acciaio da carpenteria metallica. Le dimensioni considerate per gli elementi strutturali sono quelle riportate negli elaborati grafici di progetto.

8.2 SPINTA STATICA DEL RINTERRO DI MONTE

La spinta del rinterro in condizioni statiche è considerata con un diagramma di spinta a distribuzione triangolare " s_t " (punto di applicazione a $1/3$ dell'altezza) Si ricorda che *si è considerata la condizioni limite di spinta a riposo con un angolo di attrito interno del materiale rinterro pari a 35°* . Tali ipotesi si ritiene cautelativa. La spinta " $s_{\text{sta-rint}}$ " (spinta a riposo $k_0 = 0.426$) è determinata considerando una altezza totale di spinta pari a $H \cong 4.10 \text{ m}$; l'intensità massima del diagramma triangolare è pertanto pari a:

$$s_{\text{sta-rint}} = \gamma \times k_0 \times H \cong 33 \text{ kPa}$$

8.3 SPINTA DEL SOVRACCARICO DI SERVIZIO

Il sovraccarico mobile verticale di servizio, considerato non gravante sulla spalla ma sul rinterro a tergo, genera una spinta orizzontale. Tale spinta, considerata solo in condizioni statiche, è assunta uniformemente distribuita (punto di applicazione a $1/2$ dell'altezza) lungo tutta l'altezza delle pareti in elevazione.

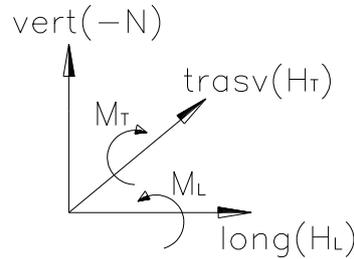
L'intensità del diagramma rettangolare " s_q " (spinta a riposo $k_0 = 0.426$) è pari a:

$$s_q = q \times k_a = 20 \times 0.426 \cong 8.52 \text{ kPa}$$

con $q = 20 \text{ kPa}$.

8.4 AZIONI STATICHE TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Nelle tabelle seguenti si riportano le azioni statiche trasmesse dall'impalcato. Per l'analisi dei carichi dell'impalcato e della modellazione utilizzata si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato della presente opera.



Joint	OutputCase	CaseType	StepType	FORZE GENERALIZZATE - VETTORI					
				F _{long}	F _{trasv}	F _{vert}	M _{long}	M _{trasv}	M _{vert}
Text	Text	Text	Text	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1203	Gpp+perm	Combination		22	0	2785	0	3	0
1203	Fr	LinStatic		115	0	4	0	17	0
1203	W_IMP+PILE_ENV	Combination	Max	0	209	0	134	0	26
1203	LM1_RA_ENV	Combination	Max	18	3	1933	1958	3	46
1203	LM1_RA_ENV	Combination	Min	-8	-2	-267	-6982	-1	-21
1203	DTdiff_ENV	Combination	Max	670	0	306	0	101	0
1203	DTdiff_ENV	Combination	Min	-545	0	-254	0	-82	0

8.5 FORZA D'INERZIA ELEMENTI STRUTTURALI

La forza d'inerzia relativa agli elementi strutturali in c.a. è determinata moltiplicando i rispettivi pesi per il coefficiente sismico orizzontale "k_h" allo **SLV** pari al valore dedotto dalla risposta sismica del sito.

$$k_h = (a_g/g) \times S_s \times S_T = 0.43;$$

ed un coefficiente sismico verticale "k_v" pari a:

$$k_v = 0.5 \times k_h \cong 0.215.$$

Il punto di applicazione delle forze d'inerzia dei vari elementi coincide con il baricentro degli stessi.

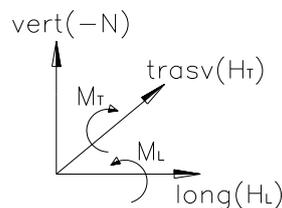
8.6 SPINTA SISMICA DEL RINTERRO DI MONTE

La spinta del rinterro in condizioni sismiche è valutata facendo cautelativamente riferimento alla teoria di *Mononobe-Okabe* nella tabella seguente si riporta il calcolo dei coefficienti di spinta.

γ_d	19.0	kN/m ³			- peso specifico secco
γ (γ_{sat})	19.0	kN/m ³			- peso specifico saturo
γ_w	10.0	kN/m ³			- peso specifico acqua
$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$	9	kN/m ³			- peso specifico efficace
ϕ_k	35.0	0.6109	rad		- valore <u>caratteristico</u> dell'angolo di attrito interno
γ_ϕ	1.00	-			- coefficiente di sicurezza per terreno
ϕ_d	35.0	0.6109	rad		- valore di <u>progetto</u> dell'angolo di attrito interno
i	0.0	0.0000	rad		- pendenza rispetto all'orizzontale del terrapieno a tergo del muro
β	0.0	0.0000	rad		- pendenza rispetto alla verticale del paramento del muro o della superficie di spinta "ideale"
a_g/g	0.299	-			- accelerazione normalizzata
S	1.44	-			- coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
β_m	1.00				
Kh	0.431	-			- coefficiente sismico orizzontale
Kv	0.215	-			- coefficiente sismico verticale
$\theta_1 = \arctan(K_h / (1 + K_v))$	19.509	0.3405	rad	sis vert dw	- $\arctan(K_h / (1 + K_v))$
$\theta_2 = \arctan(K_h)$	23.295	0.4066	rad	no sis vert	- $\arctan(K_h)$
$\theta_3 = \arctan(K_h / (1 - K_v))$	28.753	0.5018	rad	sis vert up	- $\arctan(K_h / (1 - K_v))$
δ / ϕ	0.000	-			- rapporto tra il coefficiente di attrito e l'angolo di attrito interno
δ	0.0	0.0000	rad		- angolo di attrito "terra-muro"
K_{aM-O}	0.531	0.618	0.801		- coefficiente di spinta inclinata
K_{ahM-O}	0.531	0.618	0.801		- coefficiente di spinta orizzontale
$(\theta/K_h) \times K_{ahM-O}$	0.645	0.618	0.629		- coefficiente di spinta orizzontale incrementato di $(1 \pm kv)$
	sis vert-dw	no sis vert	sis vert-up		

8.7 AZIONI SISMICHE TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Nelle tabelle seguenti si riportano le azioni sismiche trasmesse dall'impalcato. Per l'analisi dei carichi dell'impalcato e della modellazione utilizzata si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato della presente opera.



				FORZE GENERALIZZATE - VETTORI					
				F _{long}	F _{trasv}	F _{vert}	M _{long}	M _{trasv}	M _{vert}
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
5	SLV_X	LinRespSpec	Max	1178	0	18	0	177	0
5	SLV_Y	LinRespSpec	Max	0	1173	0	1500	0	0
5	SLV_Z	LinRespSpec	Max	0	0	5710	0	0	0

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la struttura in esame si implementeranno le combinazioni statiche rara, frequente e quasi permanente per le verifiche in esercizio allo *SLE*, le combinazioni statiche *SLU* e le combinazioni sismiche *SLV* per le verifiche a rottura.

9.1 COMBINAZIONI S.L.E.

Le combinazioni per le verifiche agli stati limite d'esercizio definite nel *DM2008*, sono desumibili dalla seguente relazione:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- $G_k \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $P \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- $Q_k \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni variabili;
- $\psi_1, \psi_2 \Rightarrow$ coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

9.2 COMBINAZIONI S.L.U.

Le combinazioni per le verifiche agli stati limite ultimi definite nel *DM2008*, sono ottenibili dalle seguenti relazioni:

$$\text{Comb. Fondamentale} \Rightarrow \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\text{Comb. Sismica} \Rightarrow E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- $G_k \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $P \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- $Q_k \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni variabili;
- $E \Rightarrow$ valore dell'azione sismica per lo stato limite considerato;
- γ_G, γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- $\psi_0, \psi_2 \Rightarrow$ coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

Per i coefficienti parziali di sicurezza relativi ai differenti gruppi (A, M, R) si rimanda alle tabelle della normativa vigente; in particolare per i permanenti non strutturali si considera $\gamma_{G2}=1.35$.

10 ANALISI DELLA SPALLA

Si riportano di seguito i dati relativi all'analisi globale della spalla e la valutazione delle azioni riportata a intradosso della trave cuscino al baricentro planimetrico della palificata.

Nella figura sottostante è riportato lo schema della sezione longitudinale utilizzato per l'analisi dei carichi; in tale schema è indicato il punto A rispetto al quale sono calcolati i momenti flettenti dei pesi propri e dei carichi applicati sulla spalla ed il punto G, baricentro della fondazione.

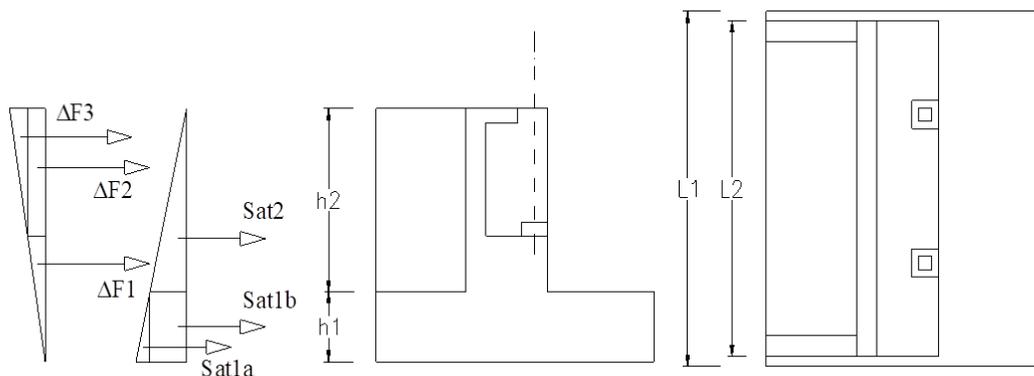


FIGURA 10-1. SCHEMA AZIONI ORIZZONTALI SPALLA – RINTERRO

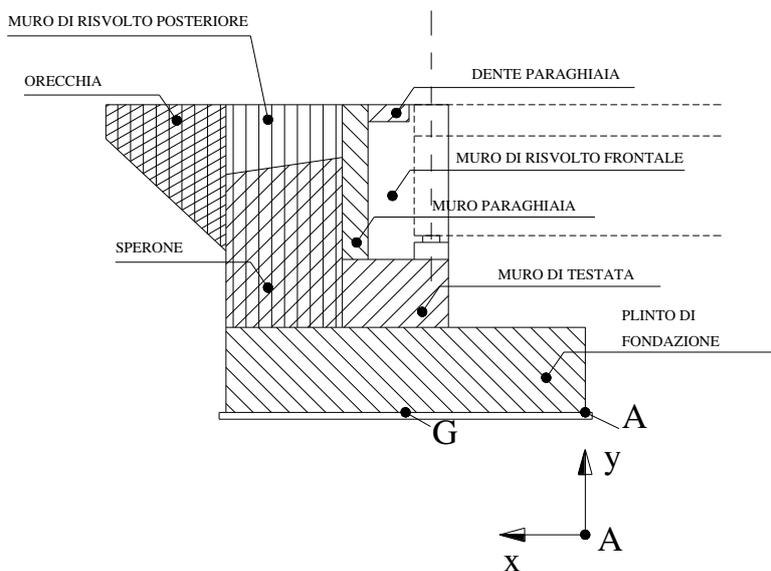


FIGURA 10-2. SCHEMA LONGITUDINALE SPALLA

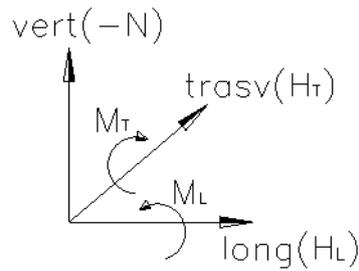


FIGURA 10-3. CONVENZIONI PER LE SOLLECITAZIONI

Sono di seguito illustrati i calcoli per la valutazione dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati in figura.

Azioni verticali

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ _{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ _{cls,magro}	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ _{terreno rinterro}	19 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y	d _x	d _z	N	x(A)	M _T (A)	y(A) = y(G)	z(G)	M _L (A)
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[m]	[kNxm]
muro di testata	0.50	2.80	12.00	420.0	1.40	588.0	1.750	0.00	0.00
muro paraghiaia	2.10	0.40	12.00	252.0	2.60	655.2	3.050	0.00	0.00
muro risolto 1 (sup)	2.60	3.20	0.75	156.0	4.40	686.4	2.80	5.65	881.40
muro risolto 2 (inf)	2.60	3.20	0.75	156.0	4.40	686.4	2.80	-5.65	-881.40
Σ				984.0		2616.0			0.0
rinterro	2.60	3.20	10.50	1659.8	4.40	7303.3	2.80	0.00	0
-									
plinto di fondazione	1.50	6.00	13.20	2970.0	3.00	8910.0	0.75	0.00	0.00
-									
Σ	2.60			4629.8		16213.3			0.0
Σ_{PERM SP}				5614	3.35	18829		0.00	0

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y	d _x	d _z	N	x(A)	M _T (A)	y(A) = y(G)	z(A)	M _L (A)
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[m]	[kNxm]
	2.60	3.20	10.50	672	4.40	2957	4.10	0.00	0.00

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N	x(A)	M _T (A)	y(A) = y(G)	z(A)	M _L (A)
	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[m]	[kNxm]
	2785	1.00	2788	2.50	0.00	0.0

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	1933	1.00	1930.8	2.50	0.00	6982.2
--	------	------	--------	------	------	--------

-Termica differenziale F2 (VAR TERM DIFF)

	306	1.00	305.6	2.50		0.0
--	-----	------	-------	------	--	-----

Azioni orizzontali

- *valutazione della spinta del terreno*

$\gamma =$	19 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90	(90 - β)
$\delta =$	0	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	13.20 m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	12.00 m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.50 m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	2.60 m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	76 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	265 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	209 kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.5 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y1b} =$	0.75 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y2} =$	2.4 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	107 kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	169 kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.8 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{yq2} =$	2.8 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

- Spinta del terreno (ST)
- Spinta del sovraccarico (SA)

H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
550		731	-	
276		554	-	

- Azione di frenamento (FR)

$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
115		288	2.50	

- Variazione termica uniforme

$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
670		1676.1	2.50	

- Azione dovuta al vento (VENTO)

$H_T <->$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
209	2.50	657.1

AZIONI SISMICHE

Azioni orizzontali

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

$a_g/g =$	0.299	-	(PGA)
$S = S_S \times S_T$	1.44	-	
$k_v =$	0.215		(spettro di risposta elastico della componente verticale)
$L_1 =$	13.20	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	12.00	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.50	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	2.60	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$\Delta S_{d,1} =$	472	kN	(Spinta sismica (Mononobe-Okabe))
$\Delta S_{d,2} =$	288	kN	(Spinta sismica (Mononobe-Okabe))

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (ΔS)	$H_L <-->$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]
	759.9	2.1	1557.9	

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	420.0	180.8	1.75	316.46
muro paraghiaia	252.0	108.5	3.05	330.93
muro risolto 1 (sup)	156.0	67.2	2.80	188.07
muro risolto 2 (inf)	156.0	67.2	2.80	188.07
rinterro	1659.8	714.7	2.80	2001.0
plinto di fondazione	2970.0	1278.8	0.75	959.1
Σ	5614	2417		3984

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) <-->$	z(A)	$M_L(A) <-->$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	420.0	90.4	1.40	126.58	0.00	0.00
muro paraghiaia	252.0	54.3	2.60	141.05	0.00	0.00
muro risolto 1 (sup)	156.0	33.6	4.40	147.77	5.65	189.75
muro risolto 2 (inf)	156.0	33.6	4.40	147.77	-5.65	-189.75
rinterro	1659.8	357.3	4.40	1572.3	0.00	0.00
plinto di fondazione	2970.0	639.4	3.00	1918.1	0.00	0.00
Σ	5614	1209		4054		0

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L <-->$	N +/-	x(A)	$M_T(G) <-->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	1178			3122.0	2.50	

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T <-->$				$y(A) = y(G)$	$M_L(G) <-->$
	[kN]				[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	1173				2.50	4432.5

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L <-->$	N +/-	x(A)	M(A) <-->	z(A)	$M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
		5710	1.00	5710	0.00	0

Spinta statica a riposo

- valutazione della spinta del terreno

$\gamma =$	19 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90	(90 - β)
$\delta =$	0	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_0 =$	0.426	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	13.20 m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	12.00 m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.50 m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	2.60 m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	120.3 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	417.1 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	328.6 kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.5 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y1b} =$	0.75 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y2} =$	2.4 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	168.9 kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	266.1 kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.8 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{yq2} =$	2.8 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

- Spinta del terreno (ST)
- Spinta del sovraccarico (SA)

H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = MT(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
866.0		1150.7	-	
435.0		871.7	-	

10.1 CONDIZIONI DI CARICO

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNxm]	$M_L(A)$ [kNxm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNxm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNxm]
PERM SP			5614	18829	0	3.35	-0.35	-1988	0.00	0.00	0
PERM IMP			2785	2788	0	1.00	2.00	5567	0.00	0.00	0
ST	550							731			0
VARTEMP DIFF			306	306	0			306			0
VARTEMP UNIF	670							1676			0
SIS SP L	2417							3984			0
SIS SP T		2417									3984
SIS SP V			1209	4054	0	3.35	-0.35	-428	0.00	0.00	0
SIS IMP L	1178							3122			0
SIS IMP T		1173			4433						4433
SIS IMP V			5710	5710	0	1.00	2.00	11420	0.00	0.00	0
Δ ST	760							1558			0

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari in presenza di sisma

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]	
PERM SP	0	0	5614	-1988	0	
PERM IMP	0	0	2785	5567	0	
ST	550	0	0	731	0	
VARTEMP DIFF	0	0	306	306	0	(+/-)
VARTEMP UNIF	670	0	0	1676	0	(+/-)
SIS SP L	2417	0	0	3984	0	(+/-)
SIS SP T	0	2417	0	0	3984	(+/-)
SIS SP V	0	0	1209	-428	0	(+/-)
SIS IMP L	1178	0	0	3122	0	(+/-)
SIS IMP T	0	1173	0	0	4433	(+/-)
SIS IMP V	0	0	5710	11420	0	(+/-)
Δ ST	760	0	0	1558	0	(+)

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari in presenza di sisma

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNxm]	$M_L(A)$ [kNxm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_X(G)=d_X(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNxm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_Z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNxm]
PERM SP			5613.8	18829.3	0.0	3.35	-0.35	-1988	0	0.0	0.0
ACC SP			672.0	2956.8	0.0	4.40	-1.40	-941	0	0.0	0.00
PERM IMP			2784.9	2788.3	0.0	1.00	2.00	5567	0	0.0	0.0
ACC IMP - Nmax			1933.4	1930.8	6982.2	1.00	2.00	3869	4	3.6	6982.2
ST	866.0							1150.7			0.0
SA	435.0							871.7			0.0
VARTEMP DIFF			305.6	305.6	0.0			306			0.0
VARTEMP UNIF	670.4							1676.1			0.0
FRENATURA	115.2							288.0			0.0
VENTO		209.2									657.1

T.3 Carichi dovuti alle condizioni elementari in condizioni statiche

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]	
PERM SP	0	0	5614	-1988	0	
ACC SP	0	0	672	-941	0	
PERM IMP	0	0	2785	5567	0	
ACC IMP - Nmax	0	0	1933	3869	6982	
ST	866	0	0	1151	0	(+/-)
SA	435	0	0	872	0	(+/-)
VARTEMP DIFF	0	0	306	306	0	(+/-)
VARTEMP UNIF	670	0	0	1676	0	(+/-)
FRENATURA	115	0	0	288	0	(+/-)
VENTO	0	209	0	0	657	(+/-)

T.4 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari in condizioni statiche

10.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
REALIZZAZIONE												
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
ACC SP		1.35	1.35	1.35	1.35	1.35		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
PERM IMP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
ACC IMP - Nmax		1.35	1.013	1.013	1.013	1.013		1.5	1.125	1.125	1.125	1.125
FOLLA												
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
SA		1.35	1.35	0.54	0.54	1.35		1.5	1.5	0.6	0.6	1.5
VARTEMP DIFF		0.9	0.9	1.5	0.9	0.9		0.9	0.9	1.5	0.9	0.9
RITIRO+PREC												
VARTEMP UNIF		0.9	0.9	1.5	0.9	0.9		0.9	0.9	1.5	0.9	0.9
FRENATURA		0	1.35	0	0	0		0	1.5	0	0	0
VENTO		0.9	0.9	0.9	1.5	0.9		0.9	0.9	0.9	1.5	0.9

T.5 Combinazioni di carico SLU

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
PERM SP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC SP												
PERM IMP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax												
ST	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SA												
VARTEMP DIFF	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
VARTEMP UNIF	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
FR												
VENTO												
SIS SP L	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SIS SP T	-0.30	-1.00	-0.30	-0.30	-1.00	-0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SIS SP V	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00
SIS IMP L	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SIS IMP T	-0.30	-1.00	-0.30	-0.30	-1.00	-0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SIS IMP V	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
ΔST	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

T.6 Combinazioni di carico SLV

cond\comb	QP	RA1	RA2	RA3	RA4	RA5	FRQ1	FRQ2	FRQ3	FRQ4	FRQ5
REALIZZAZIONE											
PERM SP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC SP		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM IMP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax		1	0.75	0.75	0.75	0.75	1	0.75	0.75	0.75	0.75
FOLLA											
ST	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SA		1	1	0.4	0.4	1	1	1	0.4	0.4	1
VARTEMP DIFF	0.5	0.6	0.6	1	0.6	0.6	0.6	0.6	1	0.6	0.6
RITIRO+PREC											
VARTEMP UNIF	0.5	0.6	0.6	1	0.6	0.6	0.6	0.6	1	0.6	0.6
FR		0	1	0	0	0	0	1	0	0	0
VENTO		0.6	0.6	0.6	1	0.6	0	0	0	0	0

T.7 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STR 1	1169	0	11338	6385	0
STR 2	2360	188	15131	13299	10017
STR 3	2515	188	14478	12382	7661
STR 4	2410	188	14661	12476	7661
STR 5	2007	314	14478	11287	8055
STR 6	2360	188	14478	11993	7661
GEO 7	1126	0	10918	6148	0
GEO 8	2382	188	14967	13820	11065
GEO 9	2554	188	14242	12801	8446
GEO 10	2392	188	14425	12774	8446
GEO 11	1990	314	14242	11585	8841
GEO 12	2382	188	14242	12369	8446

T.8 Combinazioni di carico SLU

	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
SIS SLV 1	5241	-1077	10627	17262	-2525
SIS SLV 2	2192	-3590	10627	11198	-8416
SIS SLV 3	2192	-1077	15470	18892	-2525
SIS SLV 4	5241	-1077	9902	17519	-2525
SIS SLV 5	2192	-3590	9902	11454	-8416
SIS SLV 6	2192	-1077	13053	19748	-2525
SIS SLV 7	5241	1077	10627	17262	2525
SIS SLV 8	2192	3590	10627	11198	8416
SIS SLV 9	2192	1077	15470	18892	2525
SIS SLV 10	5241	1077	9902	17519	2525
SIS SLV 11	2192	3590	9902	11454	8416
SIS SLV 12	2192	1077	13053	19748	2525

T.9 Combinazioni di carico SLV

	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
QP	1201	0	8552	5720	0
RA1	1703	126	11187	9719	7377
RA2	1818	126	10704	9039	5631
RA3	1710	126	10826	9021	5631
RA4	1442	209	10704	8228	5894
RA5	1703	126	10704	8751	5631
FRQ1	1703	0	11187	9719	6982
FRQ2	1818	0	10704	9039	5237
FRQ3	1710	0	10826	9021	5237
FRQ4	1442	0	10704	8228	5237
FRQ5	1703	0	10704	8751	5237

T.10 Combinazioni di carico SLE

10.3 RIPARTIZIONE DEI CARICHI SULLA PALIFICATA

Le sollecitazioni sul singolo palo vengono valutate, in questa, fase adottando una ripartizione rigida a partire dalle sollecitazioni precedentemente illustrate, ottenendo i seguenti valori per le combinazioni *SLU* (statica e sismica) e *SLE*.

	N _{min}	N _{max}	V		N _{min}	N _{max}	V		N _{min}	N _{max}	V
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	Comb.	[kN]	[kN]	[kN]
SIS SLV 1	24	2632	669	STR 1	974	1861	146	QP	672	1466	150
SIS SLV 2	200	2457	526	STR 2	550	3232	296	RA1	416	2381	213
SIS SLV 3	517	3351	305	STR 3	631	2989	315	RA2	476	2200	228
SIS SLV 4	-84	2560	669	STR 4	647	3018	302	RA3	492	2214	214
SIS SLV 5	92	2384	526	STR 5	690	2929	254	RA4	521	2155	182
SIS SLV 6	155	3108	305	STR 6	658	2962	296	RA5	496	2180	213
SIS SLV 7	24	2632	669	GEO 7	938	1792	141	FRQ1	433	2364	213
SIS SLV 8	200	2457	526	GEO 8	450	3292	299	FRQ2	492	2184	227
SIS SLV 9	517	3351	305	GEO 9	539	3021	320	FRQ3	509	2198	214
SIS SLV 10	-84	2560	669	GEO 10	564	3042	300	FRQ4	548	2128	180
SIS SLV 11	92	2384	526	GEO 11	607	2953	252	FRQ5	512	2164	213
SIS SLV 12	155	3108	305	GEO 12	569	2991	299				

Combinazione SLU

$N_{max} = 3350$ kN (massimo sforzo assiale di compressione)

$N_{min} = -84$ kN (massimo sforzo assiale di trazione)

$V = 670$ kN (massimo taglio)

Combinazione RA

$N_{max} = 2380$ kN (massimo sforzo assiale di compressione)

$N_{min} = 420$ kN (minimo sforzo assiale di compressione)

$V = 230$ kN (massimo taglio)

Combinazione FRQ

$N_{max} = 2360$ kN (massimo sforzo assiale di compressione)

$N_{min} = 430$ kN (minimo sforzo assiale di compressione)

$V = 230$ kN (massimo taglio)

Combinazione QP

$N_{max} = 1470$ kN (massimo sforzo assiale di compressione)

$N_{min} = 670$ kN (minimo sforzo assiale di compressione)

$V = 150$ kN (massimo taglio)

11 VERIFICHE STRUTTURALI ELEVAZIONI SPALLE

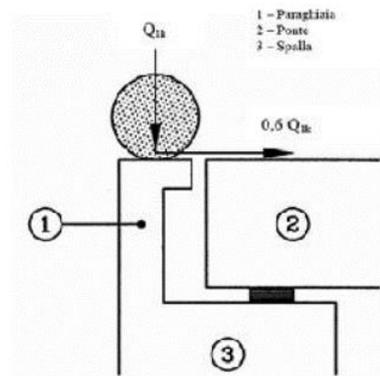
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche strutturali degli elementi costituenti la spalla:

- Muro paraghiaia;
- Muro frontale
- Muro di risvolto;
- Zattera di fondazione
- Pali di fondazione.

11.1 VERIFICA MURO PARAGHIAIA

La verifica del muro paraghiaia viene condotta secondo lo schema di calcolo proposta nella *Circolare applicativa* delle *NTC 2018* riportato nell'immagine seguente, assumendo uno schema statico a mensola soggetta al carico della frenatura e alle spinte del terreno e del carico accidentale.

L'effetto della forza di frenatura viene assunto agente su una larghezza collaborante pari a 6.00 m considerando una diffusione del carico a 45°



Considerando un'altezza massima pari a 3.0 m si ottengono le seguenti sollecitazioni:

$$S_{t, k0} = 0.5 \times 19 \times 0.426 \times 3^2 \cong 36.4 \text{ kN/m (spinta del terreno a riposo)}$$

$$M_{St, k0} = 36.4 \times 3 / 3 \cong 36.4 \text{ kNm/m (momento della spinta del terreno a riposo)}$$

$$S_{q, k0} = 20 \times 0.426 \times 3 \cong 25.6 \text{ kN/m (spinta del carico accidentale a riposo)}$$

$$M_{Sq, k0} = 25.6 \times 3 / 2 \cong 38.4 \text{ kNm/m (momento della spinta del carico accidentale a riposo)}$$

$$F_{FR} = 180 / 6 \cong 30 \text{ kN/m (forza di frenatura)}$$

$$M_{FR} = 180 \times 3 / 6 = 90 \text{ kNm/m (momento della forza di frenatura)}$$

Le sollecitazioni di progetto allo *SLU* e allo *SLE* sono riassunte di seguito:

$$M_{Ed} \cong 180 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} \cong 125 \text{ kN/m}$$

$$M_{RA} \cong 135 \text{ kNm/m}$$

$$M_{FRQ} \cong 120 \text{ kNm/m}$$

$$M_{QP} \cong 36.4 \text{ kNm/m}$$

Nelle successive verifiche si trascura cautelativamente il contributo dello sforzo normale di compressione.

11.1.2 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE – SLU

Materiali – Resistenze e deformazioni unitarie di progetto

Calcestruzzo C35/45	$\Rightarrow f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c \cong 21.2 \text{ MPa}$	$\varepsilon_{c2} = 0.20\%$	$\varepsilon_{cu} = 0.35\%$.
Acciaio	$\Rightarrow f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s \cong 391.3 \text{ MPa}$	$E_s \cong 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$	$\varepsilon_{su} = \text{indefinita.}$

Carpenteria

$B \times H \cong 100 \text{ cm} \times 40 \text{ cm};$
 $d \cong 34.5 \text{ cm}$

Armatura

$A_{s-sup} = 1\phi 20/10$ armatura tesa;
 $A_{s-inf} = 1\phi 16/20$ armatura compressa;

Il momento resistente minimo (calcolato con il software *PresFLE+*) è pari a:

$$M_{Rd} \cong 380 \text{ kNm/m}$$

La verifica risulta soddisfatta con $FS \cong 2.1$

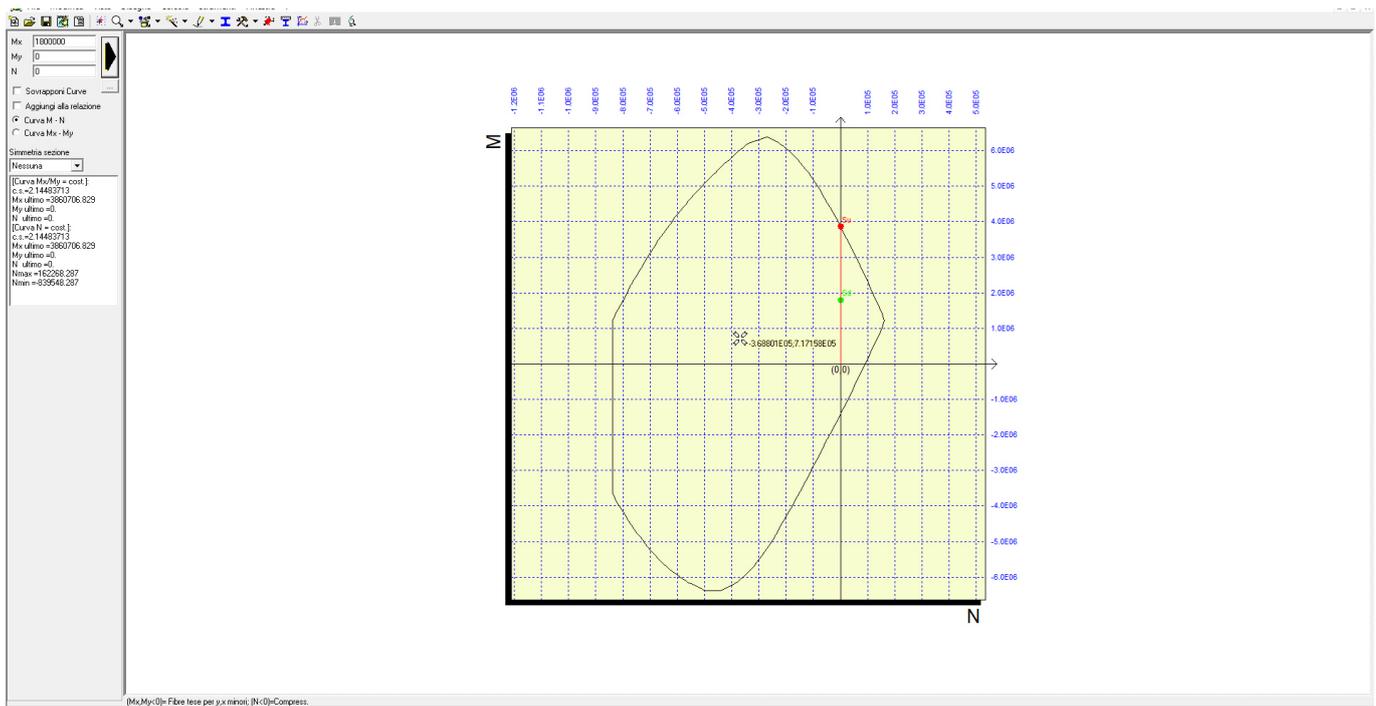


FIGURA 11-1 – DOMINIO DI RESISTENZA

11.1.3 VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO – SLU

La verifica viene effettuata con la formulazione prevista in normativa con riferimento ad elementi sprovvisti di armature a taglio.

Elementi senza armatura trasversale

R_{ck}	45	[MPa]	
f_{ck}	37.4	[MPa]	
γ_c	1.50	[-]	
α_{cc}	0.85	[-]	
f_{cd}	21.2	[MPa]	
H	400	[mm]	
d	345	[mm]	
b_w	1000	[mm]	
N_{Ed}	0	[kN]	
σ_{cp}	0.0	[MPa]	
k	1.76	[-]	
v_{min}	0.50	[MPa]	
A_{sl}	3140	[mm ²]	
ρ	0.0091	[-]	
V_{Rd}	236	[kN]	
V_{Ed}	125	[kN]	taglio sollecitante
c.s.	0.53	[-]	sfruttamento

La verifica a taglio risulta soddisfatta con $FS \cong 1.88$

11.1.4 VERIFICHE DI DURABILITÀ SLE

Si riportano di seguito le *verifiche di durabilità* ovvero:

- verifiche dello stato tensionale (combinazione *SLE-Rara*);
- verifiche a fessurazione (combinazioni *SLE-Frequente* e *SLE-Quasi permanente*).

Le tensioni massime/minime nei materiali per le combinazioni caratteristica e quasi permanente risultano:

- $\sigma_{c, RA} \cong 6.0 \text{ MPa}$ – massima tensione di compressione nel cls rara – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{c, QP} \cong 1.6 \text{ MPa}$ – massima tensione di compressione nel cls quasi permanente – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s, RA} \cong 143 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nell'acciaio rara – Verifica soddisfatta.

Le tensioni massime di trazione nell'armatura per le combinazioni frequente e quasi permanente risultano:

- $\sigma_{s, FRQ} \cong 128 \text{ MPa}$
- $\sigma_{s, QP} \cong 39 \text{ MPa}$

Le verifiche a fessurazione risultano soddisfatte in quanto, utilizzando il metodo indiretto (Circolare NTC18 §C4.1.2.2.4) i valori di tensione risultano inferiori ai limiti contenuti nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III per condizioni ambientali molto aggressive ($w_k = 0.2 \text{ mm}$):

- $\sigma_{s, FRQ} < 180 \text{ MPa}$
- $\sigma_{s, QP} < 180 \text{ MPa}$

11.2 VERIFICA ZATTERA DI FONDAZIONE

La verifica della zattera di fondazione viene condotta adottando uno schema a mensola tozza rappresentativa dello sbalzo lato valle, assumendo agente il carico massimo di compressione $N_{max} = 3350 \text{ kN}$ secondo lo schema illustrato di seguito.

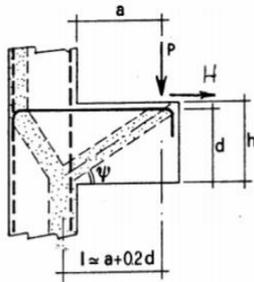


Figura C4.1.7 Esempi di modello a puntoni e tiranti con tirante orizzontale per mensole tozze

$$P_R = P_{Rs} = \left(A_s f_{yd} - H_{Ed} \right) \frac{1}{\lambda} \quad P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

Si assume il seguente quantitativo di armatura disposto nel tirante del meccanismo di rottura considerato:

- $\phi 26/20$ primo strato

Considerando una diffusione a 45° del carico si ottiene una larghezza collaborante pari a 3.00 m

Nella tabella seguente si riporta il calcolo dei parametri per la verifica considerando una luce $a = 1.20 \text{ m}$.

P_{Sd}	3350	[kN]	
H_{Sd}	0	[kN]	
a	1200	[mm]	
h	2000	[mm]	
d	1900	[mm]	
l	1580	[mm]	
$\lambda = \cot \psi$	0.92	[-]	
f_{yk}	450	[MPa]	
γ_M	1.15	[-]	
f_{yd}	518	[MPa]	
A_s	7965	[mm ²]	armatura disposta
P_{Rs}	4461	[kN]	
R_{ck}	45	[MPa]	
f_{ck}	37.4	[MPa]	
γ_M	1	[-]	
f_{cd}	37.4	[MPa]	
c	1.0	[-]	
b	3000	[mm]	
P_{Rc}	45939	[kN]	
c.s.	0.75	[-]	sfruttamento

La verifica risulta soddisfatta con $FS \cong 1.33$

11.3 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

In questa sezione si riporta la verifica strutturale e geotecnica dei pali di fondazione applicando le sollecitazioni globali valutate al §10.

11.3.1 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI

Di seguito si illustra la stratigrafia relativa all'opera in oggetto estratta dalla tavola del profilo geotecnico specifica.

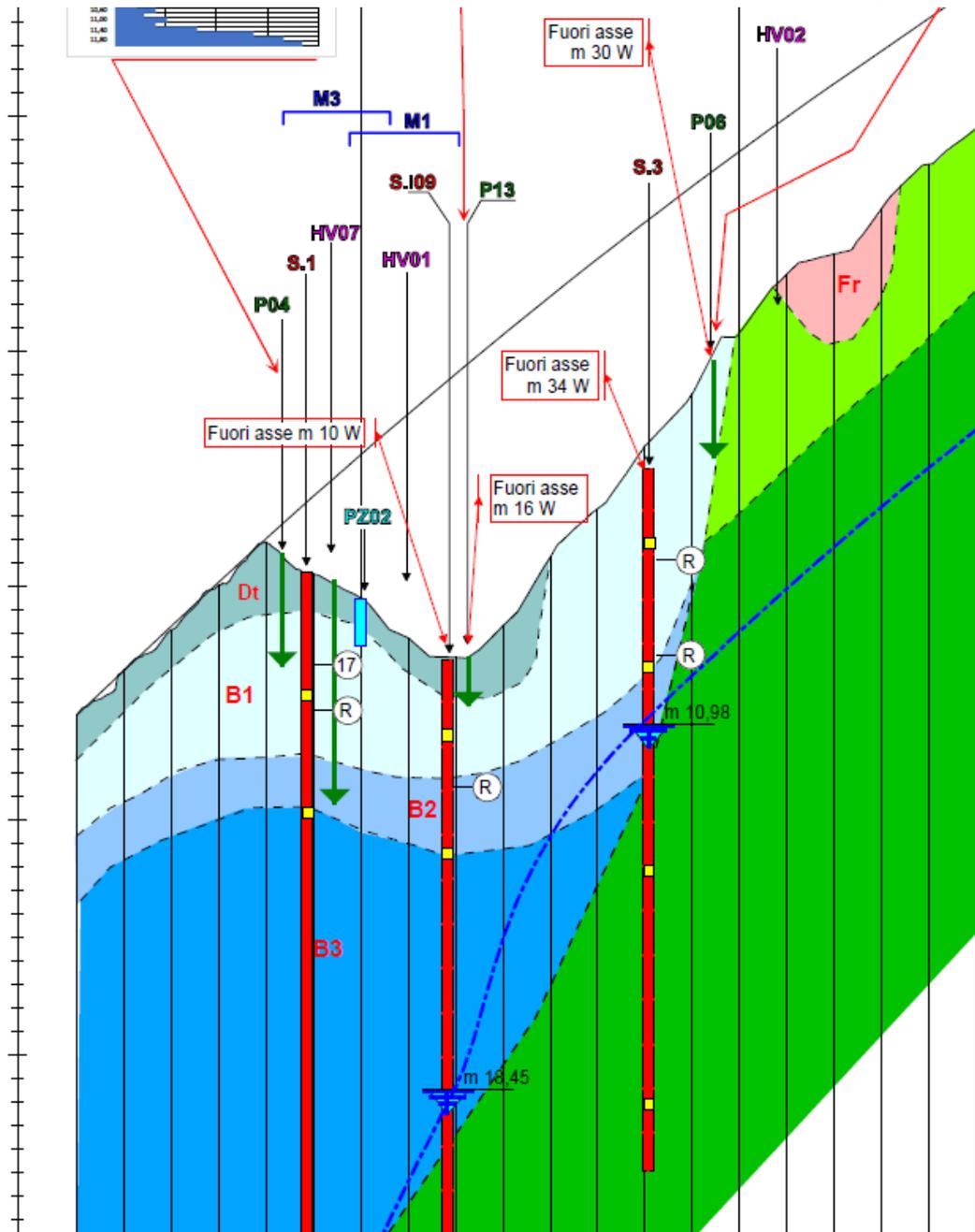


FIGURA 11-2 – PROFILO GEOTECNICO

LEGENDA

Dt  Copertura di terreno detritico (Depositi eluvio-colluviali)

Fr  Corpo di frana (MUSa1) formato da sabbia e sabbia argillosa giallo-rossastra, con ghiaia, livelli ossidati e resti vegetali e materiale organico decomposto

**Formazione della Laga - LAG2c
Membro post-evaporitico - Litofacies arenacea (Messiniano)**

B1  Sabbie gialle addensate, consistenti, con cenni di stratificazione. Prodotto di alterazione della formazione sottostante (LAG2c)

B2  Arenarie giallastre alterate con marne giallo-rossastre, con intercalati strati di sabbia gialla con cenni di stratificazione. Prodotto di alterazione della formazione sottostante (LAG2c)

B3  Arenarie tenere giallastre alternate con marne gialle litoidi; giacitura con inclinazione $45^\circ \div 60^\circ$. Formazione integra (LAG2c)

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	γ (kN/m ³)		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito ϕ' (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito ϕ_u (°)		E (Mpa)
			Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
Fr	18,50	19,00	5,0	0,0	24,0	21,0					8,0
Dt	18,00	18,50	10,0	0,0	30,0	28,0					8,0
At	19,50	20,00	15,0	0,0	36,0	34,0					25,0
A1	18,50	19,00	0,0	0,0	32,0	30,0					15,0
A2	18,50	19,00	20,0	10,0	34,0	30,0					20,0
A3	19,50	20,00	50,0	20,0	38,0	34,0	200,0	100,0			30,0
B1	18,00	18,50	0,0	0,0	33,0	30,0					15,0
B2	18,50	19,00	20,0	10,0	35,0	30,0					20,0
B3	19,00	19,50	30,0	20,0	36,0	34,0	200,0	100,0			30,0

Si considerano cautelativamente i seguenti spessori delle unità geotecniche ($L_{palo} = 19.00$ m):

- $Dt \Rightarrow 1.00$ m;
- $B1 \Rightarrow 5.00$ m;
- $B2 \Rightarrow 2.00$ m;
- $B3 \Rightarrow 11.00$ m;

Si considera cautelativamente la falda posizionata a 10 m dal piano di fondazione.

La verifica a carico limite verticale viene condotta secondo l'approccio di Viggiani per pali trivellati considerando i seguenti coefficienti di correlazione (n. sondaggi 3):

$$\xi_3 = 1.60; \quad \xi_4 = 1.48$$

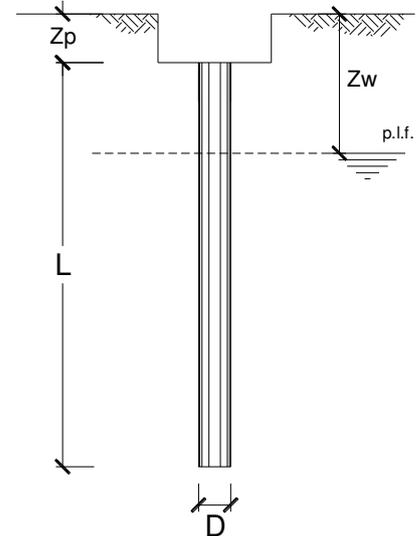
Nella tabella seguente si riporta il calcolo di verifica assumendo la sollecitazione assiale di progetto massima di compressione (la sollecitazione di trazione risulta trascurabile):

$$N_{Ed} = 3350 \text{ kN}$$

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (A_p): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 10.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 3350 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 4 L_{palo} = 19.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz	
		γ _G	γ _Q				
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _s	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>					
ξ _t	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)	c _u med (kPa)
1	1.00	Dt	18.00	5.0	22.5	0.0
2	2.00	B1	19.00	0.0	31.5	0.0
3	5.00	B2	19.00	15.0	32.5	0.0
4	11.00	B3	19.00	25.0	35.0	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.62	0.41	0.00	0.00
0.48	0.61	0.00	0.00
0.46	0.64	0.00	0.00
0.43	0.70	0.00	0.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' min (kPa)	φ' min (°)	c _u min (kPa)
1	1.00	Dt	18.00	0.0	28.0	0.0
2	2.00	B1	19.00	0.0	30.0	0.0
3	5.00	B2	19.00	10.0	30.0	0.0
4	11.00	B3	19.00	20.0	34.0	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.53	0.53	0.00	0.00
0.50	0.58	0.00	0.00
0.50	0.58	0.00	0.00
0.44	0.67	0.00	0.00

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	1.00	Dt	8.7					9.6				
2	2.00	B1	81.6					80.5				
3	5.00	B2	575.1					563.2				
4	11.00	B3	2707.7	29.44	40.62	8965.4	10139.6	2696.3	25.81	36.78	7704.2	8713.2

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 3350.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;\text{cal med}} = 10139.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal med}} = 3373.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal med}} = 13512.7 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;\text{cal min}} = 8713.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal min}} = 3349.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal min}} = 12062.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{b;\text{cal min}}/\xi_4) = 5887.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{s;\text{cal min}}/\xi_4) = 2108.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 7995.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 6194.2 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

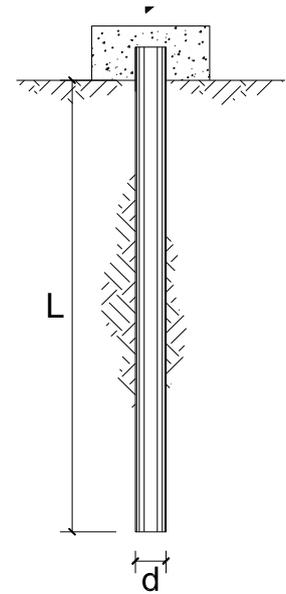
$$F_s = 1.85$$

Si riporta inoltre la verifica a carico limite orizzontale utilizzando cautelativamente la teoria di Broms per palo isolato impedito di ruotare in testa assumendo un angolo di attrito pari a 30°

OPERA: VI01 - SPALLE

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	γ_T	
		γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

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

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

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

11.3.2 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI

Si riportano di seguito i diagrammi relativi al calcolo delle sollecitazioni flettenti e taglianti per la combinazione sismica **SLV** che risulta dimensionante nei confronti dei carichi trasversali.

Si utilizza un approccio di palo su suolo elastico alla Winkler, con testa impedita di ruotare utilizzando moduli di reazione orizzontali alla Matlock & Reese (1960), valutati in accordo alla seguente formulazione:

$$E_s = k_{hi} \cdot z$$

Con:

k_{hi} : gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale

z : profondità dal piano campagna.

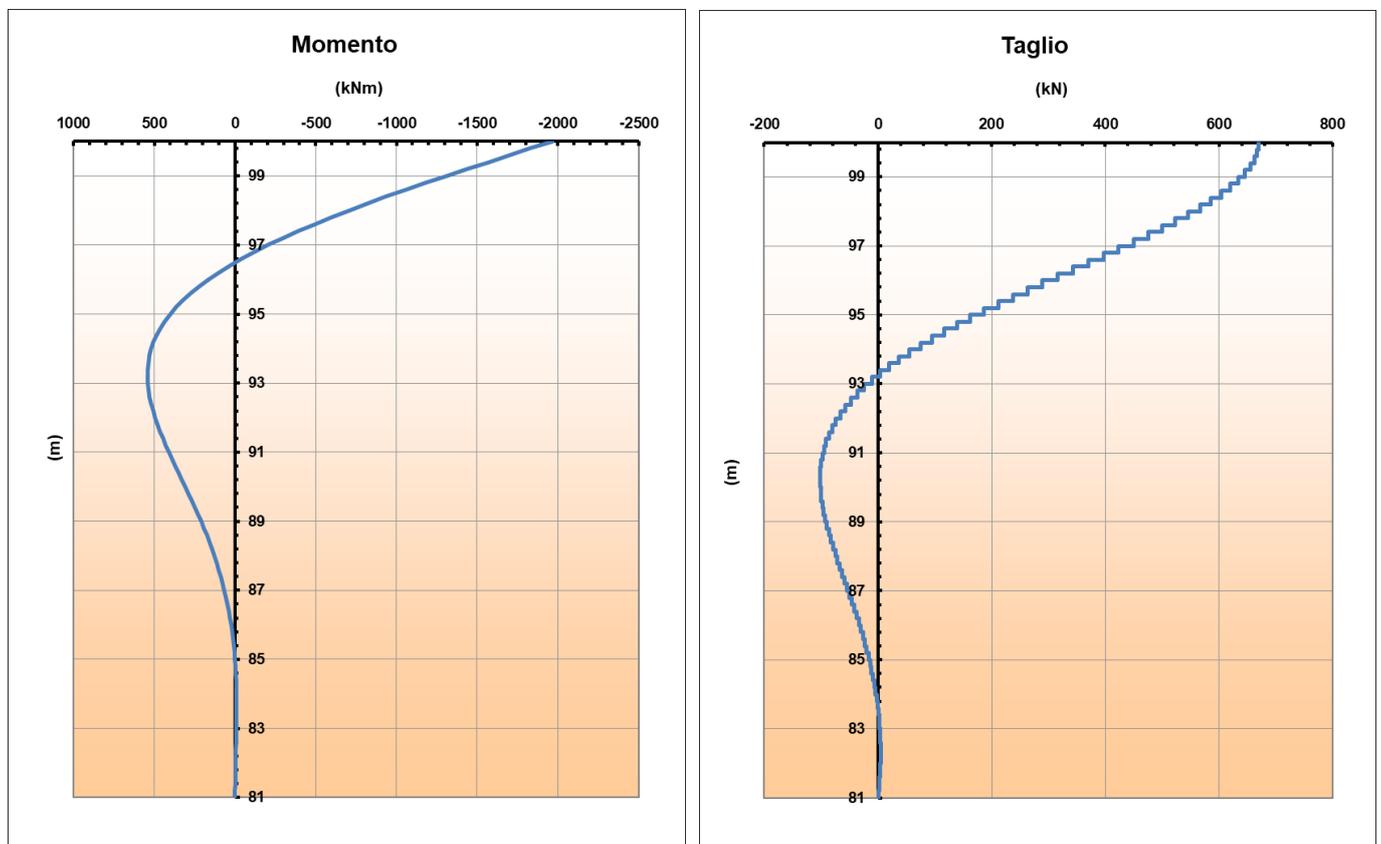
In base ai dati disponibili dalla caratterizzazione geotecnica, relativi alla densità relativa dei terreni in cui sono infissi i pali si considera una densità media pari a 35%.

Dalla tabella seguente (cfr. Reese et al., 1974 e Elson, 1984) si può stimare il valore del gradiente del modulo di reazione pari adottando una media pesata sugli strati ottenendo un valore pari a circa 10000 kN/m³

D_r (%)	k_{hi} (kN/m ³)
35%	10000
50%	15000
70%	25000

La sollecitazione tagliante agente in testa al palo dimensionante è pari a:

$$V_{Ed} \cong 670 \text{ kN}$$



Si riportano di seguito le verifiche strutturali a flessione e a taglio dei pali per la combinazione **SLV** che risulta dimensionante.

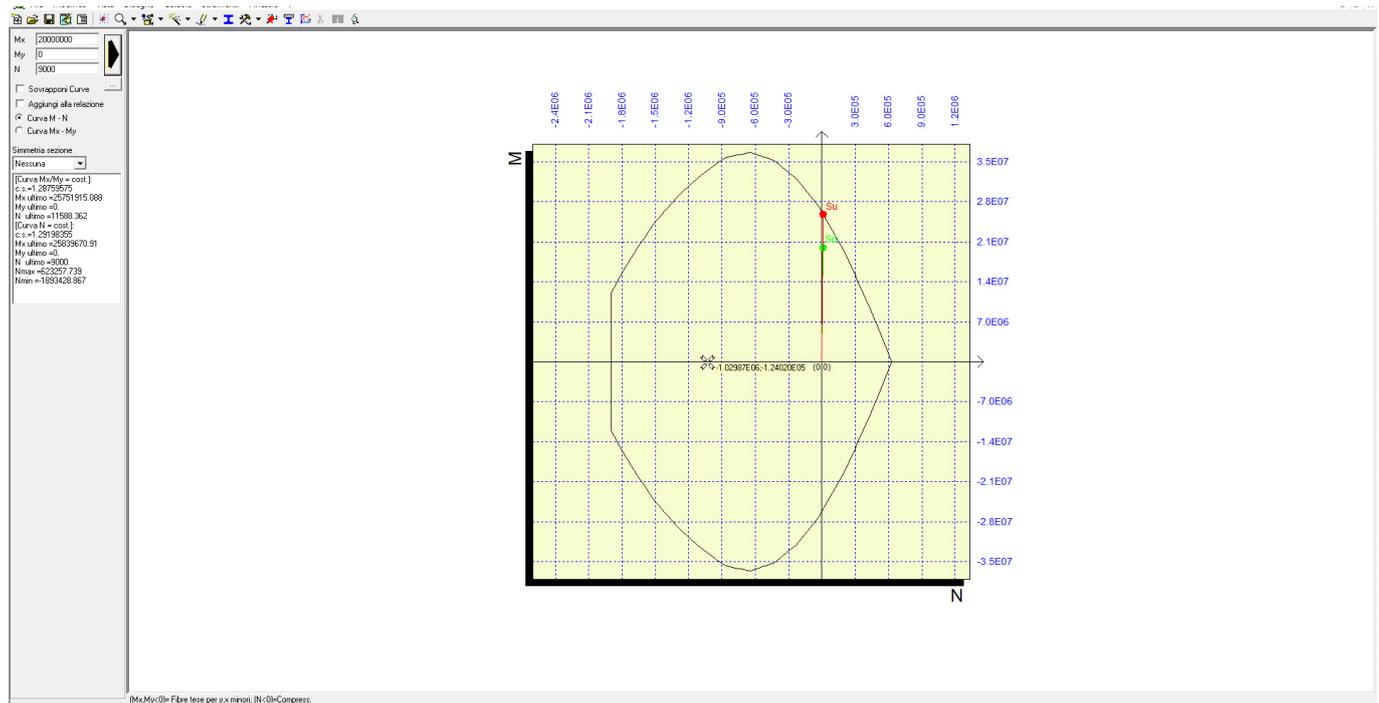
Si prevede un'armatura del palo di diametro pari a 1200 mm composta da:

- Armature longitudinali: n. 20+10 ϕ 26
- Armatura a taglio: staffe 1 ϕ 12/20

Si riporta di seguito il dominio di resistenza a flessione della sezione più sollecitata assumendo le seguenti sollecitazioni di verifica massime:

$$N_{SLU, max} \cong 90 \text{ kN (forza di trazione)}$$

$$M_{SLU, max} \cong 2000 \text{ kNm}$$



Il momento resistente minimo risulta:

$$M_{Rd} \cong 2570 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta con $FS \cong 1.29$

Si riporta di seguito la verifica di resistenza taglio assumendo $\cot\theta=2.5$ corrispondente alla rottura bilanciata del puntone di calcestruzzo e del tirante di armatura.

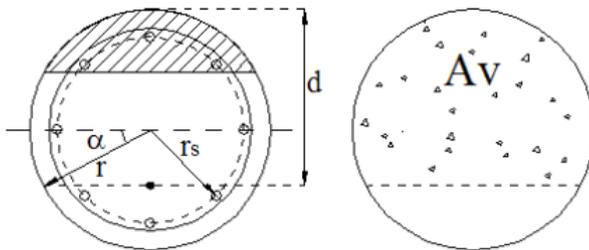
Si riporta il calcolo della larghezza efficace e del braccio d assumendo la formulazione di Clarke-Birjandi (1993):

$$\sin\alpha = (2 \times r_s) / (\pi \times r)$$

$$A_v = r^2 \times [\pi / 2 + \alpha + \sin\alpha \times \cos\alpha]$$

$$d = r \times [1 + \sin\alpha]$$

$$b_w = A_v / d$$



diametro palo	D	1200	mm
raggio palo	r	600	mm
raggio armatura tesa	r_s	499	mm
	$\sin\alpha$	0.529	-
	α	0.558	rad
	$\cos\alpha$	0.848	-
	A_v	928048	mm ²
	d	918	mm
	b_w	1011	mm

Rottura lato calcestruzzo				Rottura lato acciaio			
d	918	[mm]		f_{yk}	450.0	[MPa]	
b_w	1011	[mm]		γ_s	1.15	[-]	
α	90	[°]		f_{yd}	391.3	[MPa]	
$\sin\alpha$	1.000	[-]		A_{sw}	226.0	[mm ²]	armatura in staffe disposta
$\cot\alpha$	0.00	[-]		s_{sw}	200	[mm]	passo armatura in staffe disposta
R_{ck}	30.00	[MPa]		α	90	[°]	
f_{ck}	24.90	[MPa]		$\sin\alpha$	1.00	[-]	
γ_c	1.50	[-]		$\cot\alpha$	0.00	[-]	
α_{cc}	0.85	[-]		$V_{Rsd,w}$	913	[kN]	contributo staffe verticali
f_{cd}	14.11	[MPa]		$A_{sw,irr}$	0.0	[mm ²]	irrigidimenti
ν	0.5	[-]		$s_{sw,irr}$	2000	[mm]	passo irrigidimenti
α_c	1.00	[-]		α	90	[°]	
V_{Ed}	670	[kN]	taglio sollecitante	$\sin\alpha$	1.000	[-]	
V_{Rsd}	2032	[kN]	taglio resistente	$\cot\alpha$	0.00	[-]	
c.s.	0.33	[-]	sfruttamento	$V_{Rsd,p}$	0	[kN]	contributo ferri piegati
				V_{Rsd}	913	[kN]	taglio resistente totale
				V_{Ed}	670	[kN]	taglio sollecitante
				c.s.	0.73	[-]	sfruttamento

La verifica risulta soddisfatta con $FS \cong 1.37$

12 ANALISI DELLE PILE

L'analisi delle pile viene condotta attraverso l'utilizzo di un modello FEM globale dove l'impalcato è stato modellato come un graticcio di elementi *beam* lineari a due nodi rappresentativi delle travi, dei trasversi e della soletta. Per la modellazione delle apparecchiature di vincolo si assegnano degli elementi tipo "*link*" elastici aventi le rigidezze effettive degli isolatori utilizzati.

Ciascuna pila viene modellata mediante elementi di tipo "*beam*", assegnando ad essi le loro reali proprietà geometrico-statiche. I vincoli alla base delle pile sono di incastro.

Si illustra di seguito di seguito il modello globale utilizzato.

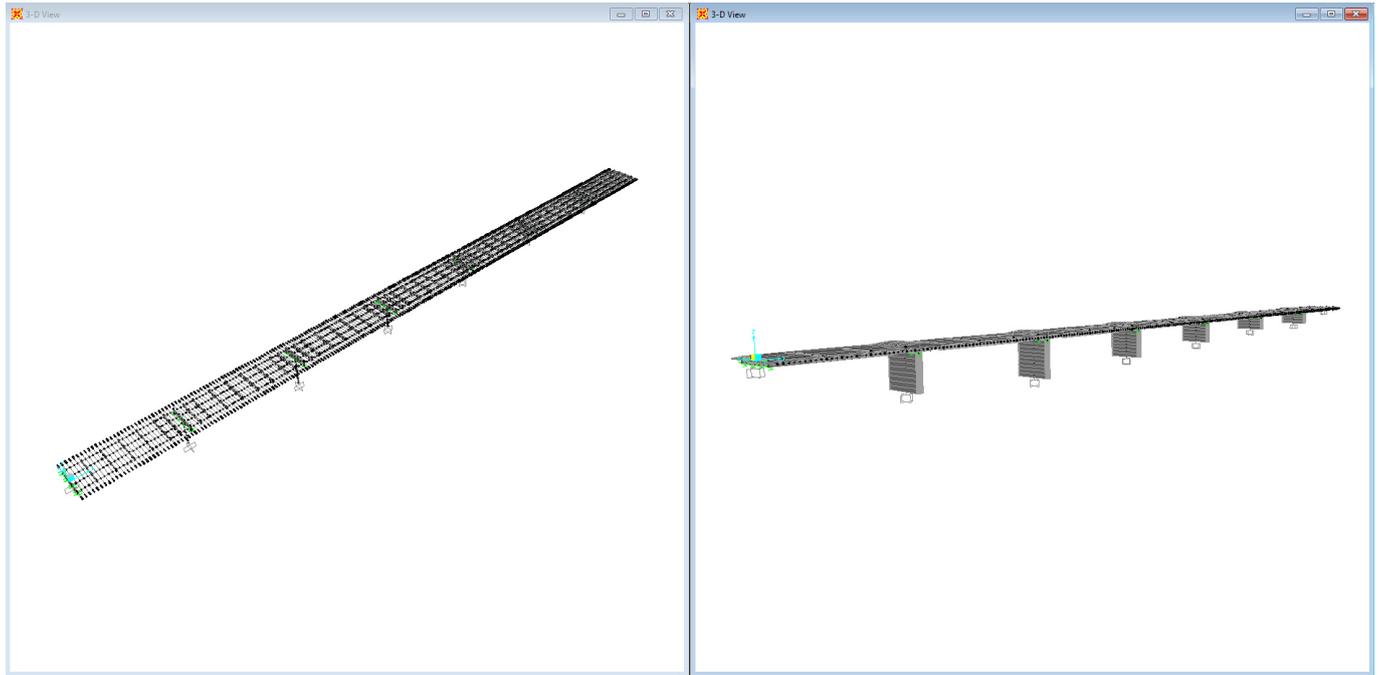


FIGURA 12-1. SCHEMA DEL MODELLO GLOBALE FEM

Per l'analisi dei carichi si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato.

L'azione sismica si determina attraverso analisi lineare tridimensionale con *spettro di risposta elastico*.

La modellazione è implementata attraverso il programma di calcolo **CSiBridge (ver. 15.1.1)** e implementa la reale distribuzione delle rigidezze e delle masse partecipanti nello spazio.

Si considerano agenti le masse relative ai pesi propri strutturali ed ai carichi permanenti portati.

L'azione sismica inerziale nelle tre componenti spaziali è combinata come indicato nelle **NTC2018, 7.3.5**:

- $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$;
- $0.3E_x + E_y + 0.3E_z$;
- $0.3E_x + 0.3E_y + E_z$;

dove E_i rappresentano le componenti dell'azione sismica nelle tre direzioni dello spazio (si assume nella modellazione la direzione **X** coincidente con l'asse longitudinale dell'impalcato).

Per la struttura in esame, ai fini del raggiungimento delle percentuali di masse partecipanti nelle direzioni significative (longitudinale e trasversale rispetto all'asse del viadotto), si sono analizzati *n. 20* modi di vibrazione che hanno condotto ai seguenti valori:

- direzione **X** (longitudinale) \Rightarrow 96%;
- direzione **Y** (trasversale) \Rightarrow 93%;
- direzione **Z** (verticale) \Rightarrow 85%;

I primi 3 modi di vibrare caratterizzanti il viadotto (*struttura isolata*) presentano i seguenti periodi:

- modo n°1 $\Rightarrow T_1 \sim 2.26$ sec;
- modo n°2 $\Rightarrow T_2 \sim 2.26$ sec
- Modo n°3 $\Rightarrow T_3 \sim 1.94$ sec.

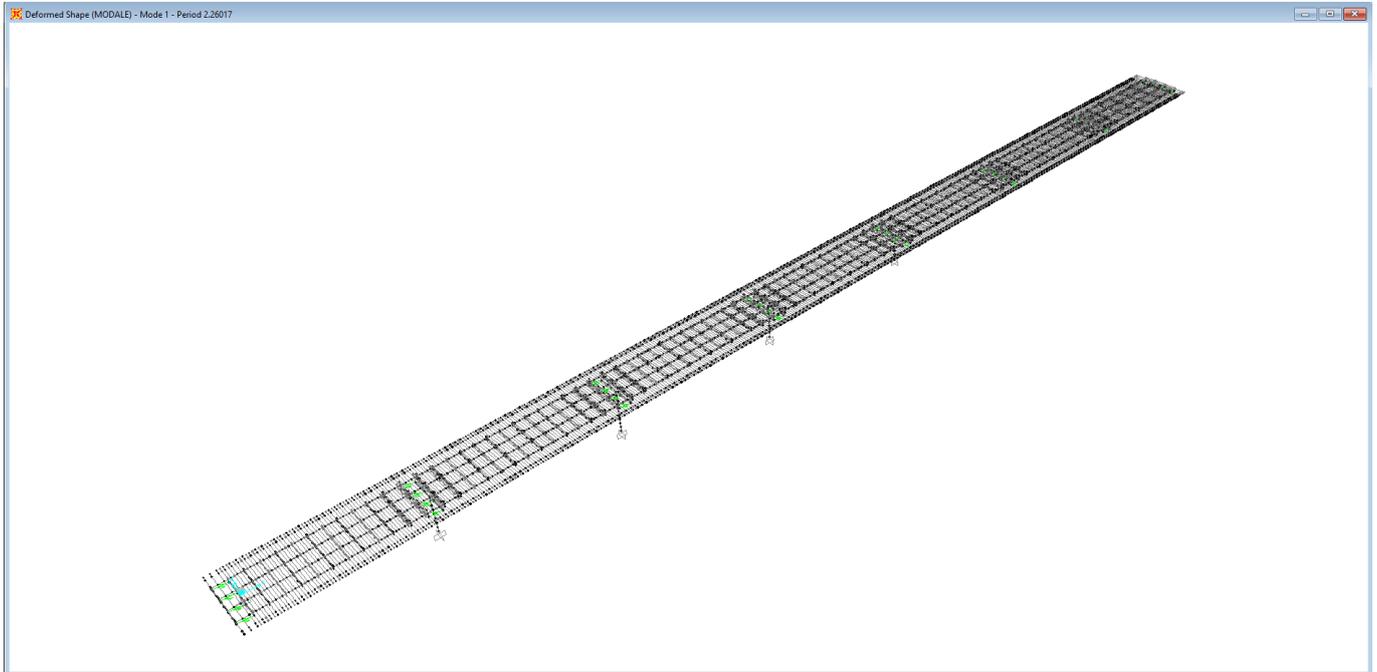


FIGURA 12-2. MODO DI VIBRAZIONE N°1 – $T_1 \sim 2.26$ SEC

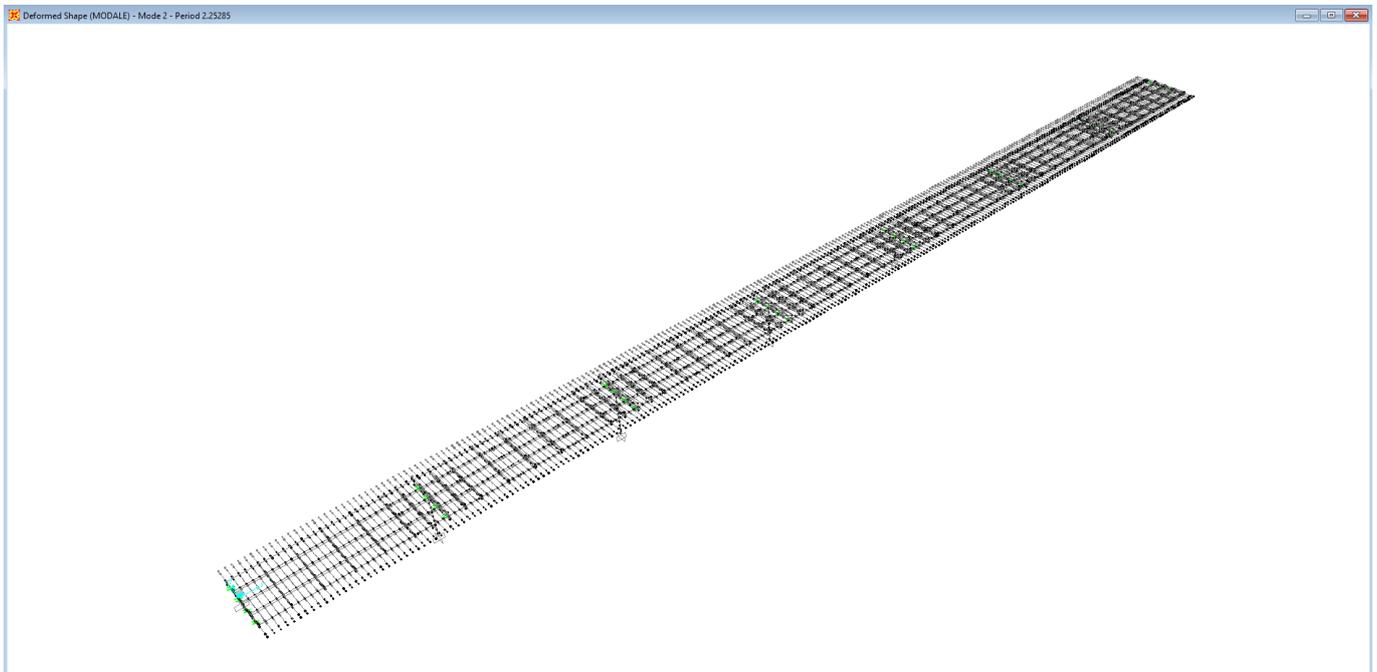


FIGURA 12-3. MODO DI VIBRAZIONE N°2 – $T_2 \sim 2.26$ SEC

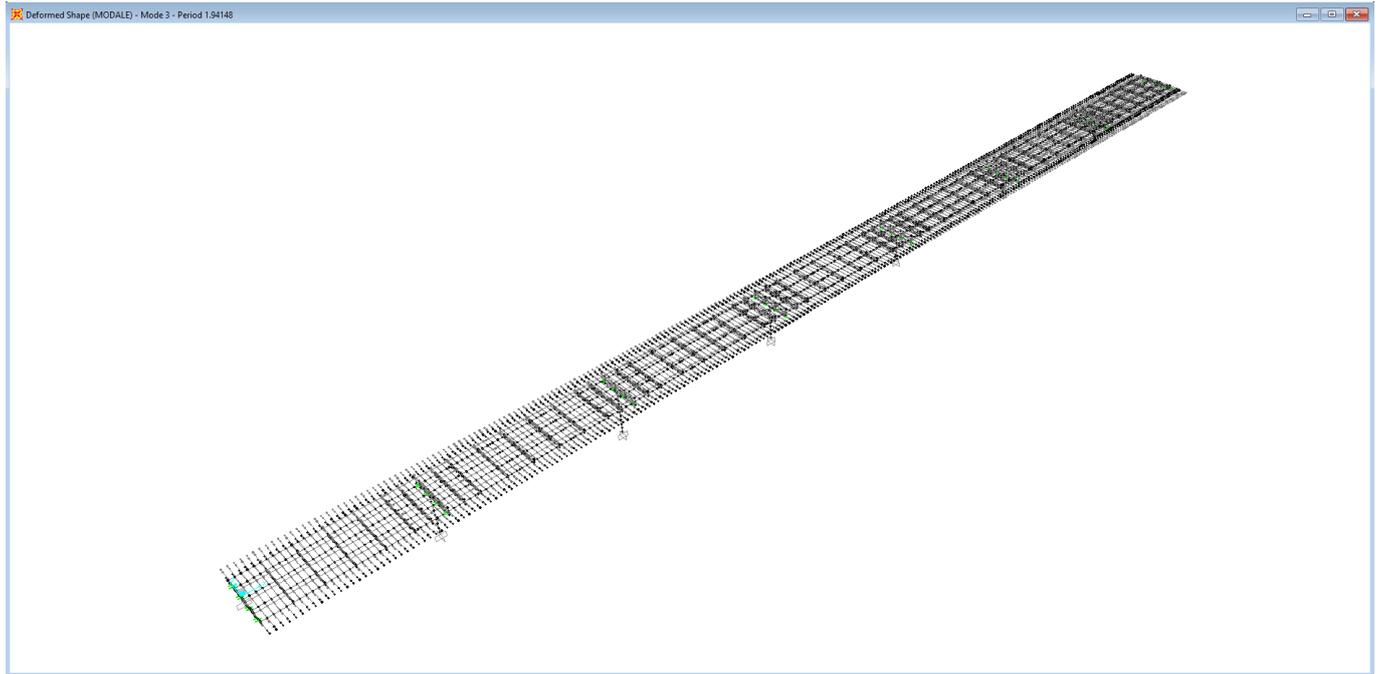


FIGURA 12-4. MODO DI VIBRAZIONE N°3 – $T_3 \sim 1.94$ SEC

Di seguito si riportano gli spettri elastici utilizzati nelle analisi.

In particolari gli spettri della componente orizzontale presentano uno smorzamento pari al 15% coerentemente con le prestazioni degli isolatori richieste.

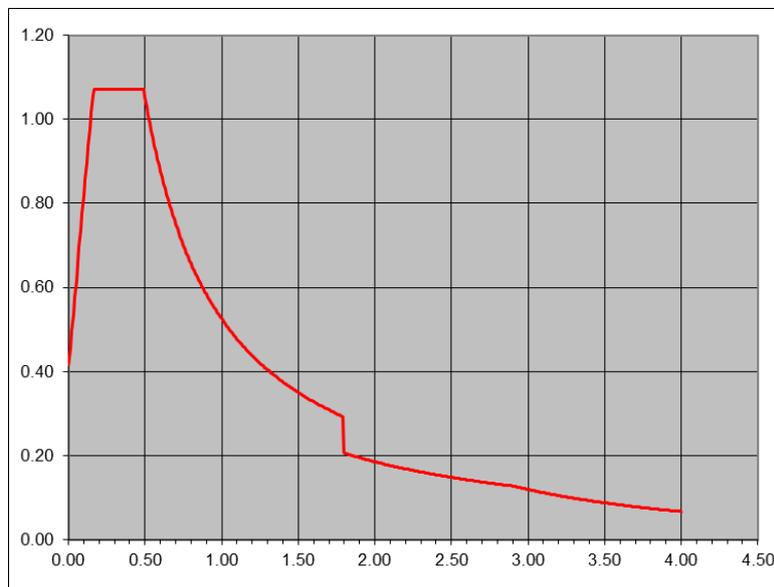


FIGURA 12-5. SPETTRO SLC – COMPONENTE ORIZZONTALE

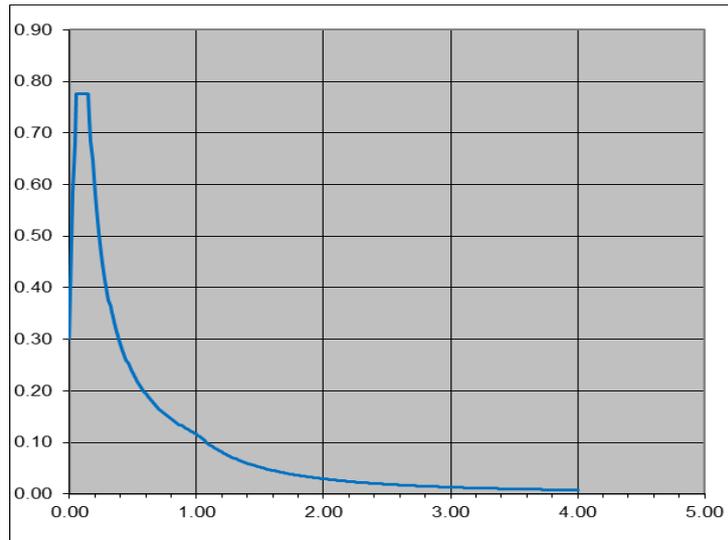


FIGURA 12-6. SPETTRO SLC – COMPONENTE VERTICALE

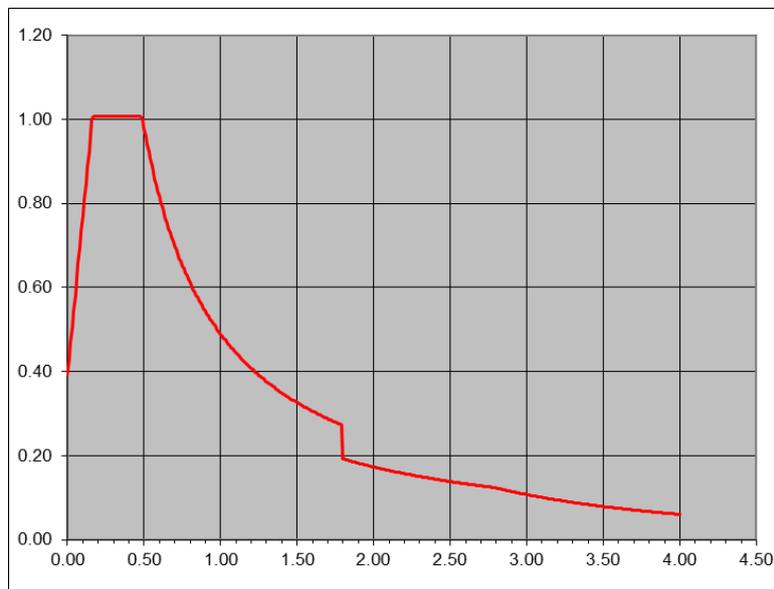


FIGURA 12-7. SPETTRO SLV – COMPONENTE ORIZZONTALE

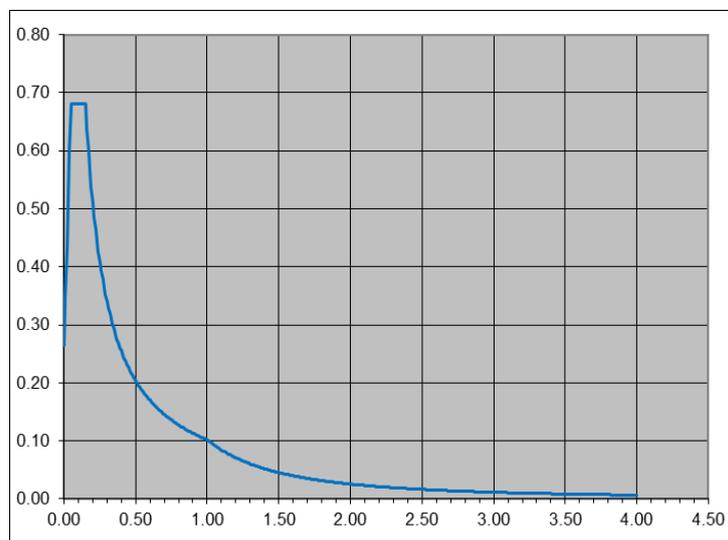


FIGURA 12-8. SPETTRO SLV – COMPONENTE VERTICALE

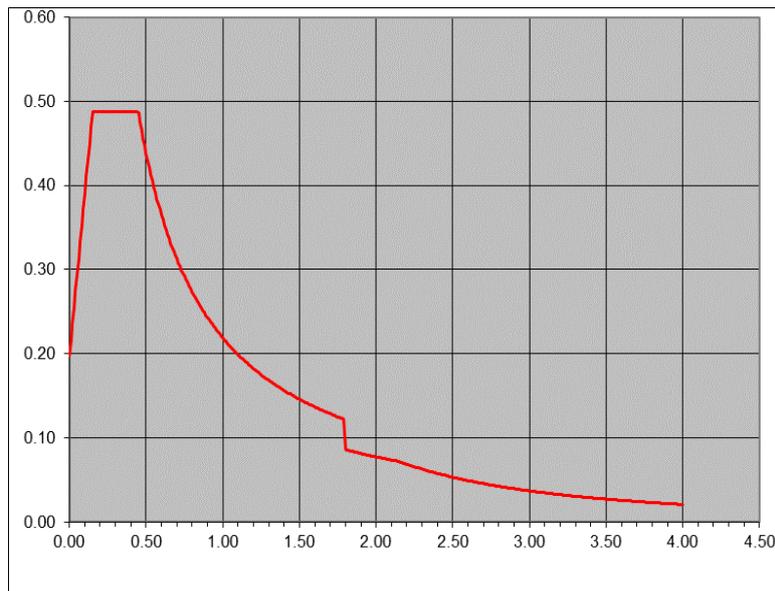


FIGURA 12-9. SPETTRO SLD – COMPONENTE ORIZZONTALE

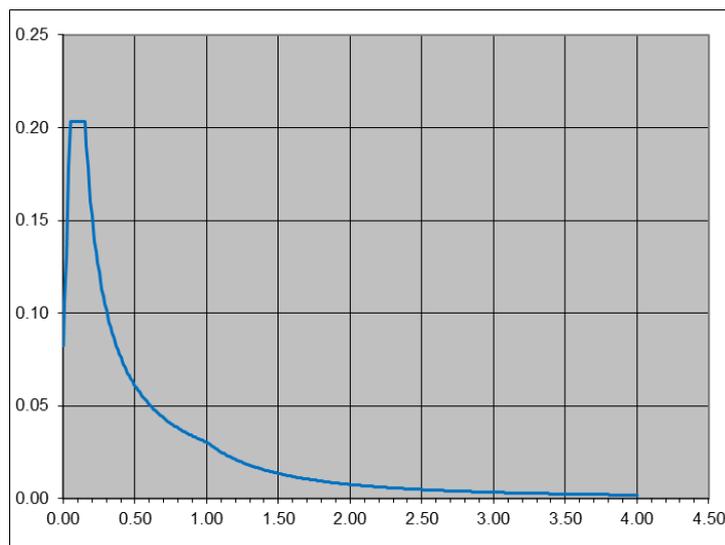


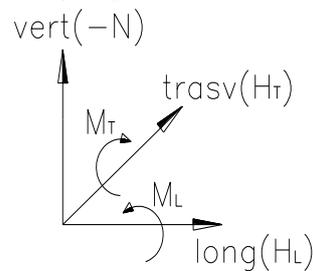
FIGURA 12-10. SPETTRO SLD – COMPONENTE VERTICALE

Nelle tabelle seguenti si riportano i parametri utilizzati per la definizione degli spettri elastici di progetto.

	$S_{e-h}(T)$	$S_{e-v}(T)$		$S_{e-h}(T)$	$S_{e-v}(T)$		$S_{e-h}(T)$	$S_{e-v}(T)$
$(a_g/g)_{SLD}$	0.137	0.137	$(a_g/g)_{SLV}$	0.299	0.299	$(a_g/g)_{SLC}$	0.326	0.326
F_{0-SLD}	2.473	-	F_{0-SLV}	2.569	-	F_{0-SLC}	2.575	-
F_{V-SLD}	1.236	1.236	F_{V-SLV}	1.896	1.896	F_{V-SLC}	1.985	1.985
S_s	1.20	1.00	S_s	1.09	1.00	S_s	1.06	1.00
S_T	1.20	1.20	S_T	1.20	1.20	S_T	1.20	1.20
S	1.44	1.20	S	1.31	1.20	S	1.28	1.20
ξ	5	5	ξ	5	5	ξ	5	5
η	1	1	η	1	1	η	1	1
C_C	1.38	-	C_C	1.35	-	C_C	1.35	-
T^*_{C-SLD}	0.326	-	T^*_{C-SLV}	0.360	-	T^*_{C-SLC}	0.364	-
T_C	0.449	0.150	T_C	0.486	0.150	T_C	0.490	0.150
T_B	0.150	0.050	T_B	0.162	0.050	T_B	0.163	0.050
T_D	2.148	1.000	T_D	2.796	1.000	T_D	2.904	1.000

Nelle tabelle seguenti si riportano in sintesi, per le combinazioni *SLU*, *SLE* e *SLV* le sollecitazioni massime ad intradosso pila.

Nella figura seguente si riportano le convenzioni per gli assi di riferimento.



<i>SLV</i>	F_{long}	F_{trasv}	F_{vert}	M_{long}	M_{trasv}	M_{vert}
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLV_X+0.3Y+0.3Z	2284	527	13997	4383	17028	0
SLV_0.3X+Y+0.3Z	766	1755	13991	14610	5108	0
SLV_0.3X+0.3Y+Z	766	527	17699	4383	5108	0
SLV_X+0.3Y-0.3Z	2284	527	10804	4383	17028	0
SLV_0.3X+Y-0.3Z	766	1755	10809	14610	5108	0
SLV_0.3X+0.3Y-Z	766	527	7102	4383	5108	0

	H _L	H _T	N	M _L (G)	M _T (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STR 1	258	331	21492	8802	2907
STR 2	258	331	16126	-12327	2167
STR 3	-208	-331	21492	1934	-1682
STR 4	-208	-331	16126	-19196	-2423
STR 5	110	331	20304	7460	1357
STR 6	406	331	16280	-8387	3717
STR 7	-356	-331	20304	592	-3233
STR 8	-60	-331	16280	-15255	-872
STR 9	258	497	20304	9177	2815
STR 10	258	497	16280	-6670	2259
STR 11	-208	-497	20304	-1125	-1774
STR 12	-208	-497	16280	-16973	-2330

	H _L	H _T	N	M _L (G)	M _T (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
QP1	143	0	12400	0	1409
QP2	-116	0	12400	0	-1140
RA1	172	221	15920	6266	1966
RA2	172	221	11946	-9386	1417
RA3	-139	-221	15920	1687	-1094
RA4	-139	-221	11946	-13965	-1643
RA5	172	368	15040	6798	1897
RA6	172	368	12059	-4940	1486
RA7	-139	-368	15040	-834	-1162
RA8	-139	-368	12059	-12572	-1574
RA8	62	221	15040	5272	817
RA9	-29	-221	12059	-11046	-494

	H _L	H _T	N	M _L (G)	M _T (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
FRQ1	143	0	15040	2982	1615
FRQ2	-116	0	12059	-8756	-1346

Si riportano inoltre, per le combinazioni *SLU*, *SLE* e *SLV*, le sollecitazioni massime ad intradosso plinto.

<i>SLV</i>	<i>F_{long}</i>	<i>F_{trasv}</i>	<i>F_{vert}</i>	<i>M_{long}</i>	<i>M_{trasv}</i>	<i>M_{vert}</i>
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLV_X+0.3Y+0.3Z	3945	2187	17988	9196	24303	0
SLV_0.3X+Y+0.3Z	2427	3415	17983	21265	10107	0
SLV_0.3X+0.3Y+Z	1533	1293	21690	7855	8766	0
SLV_X+0.3Y-0.3Z	3945	2187	6812	9196	24303	0
SLV_0.3X+Y-0.3Z	2427	3415	6817	21265	10107	0
SLV_0.3X+0.3Y-Z	1533	1293	3110	7855	8766	0

	H _L	H _T	N	M _L (G)	M _T (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STR 1	258	331	25502	9299	3294
STR 2	258	331	20136	-11830	2553
STR 3	-208	-331	25502	1437	-1994
STR 4	-208	-331	20136	-19692	-2735
STR 5	110	331	24314	7957	1521
STR 6	406	331	20289	-7890	4326
STR 7	-356	-331	24314	95	-3767
STR 8	-60	-331	20289	-15752	-963
STR 9	258	497	24314	9922	3201
STR 10	258	497	20289	-5925	2645
STR 11	-208	-497	24314	-1870	-2087
STR 12	-208	-497	20289	-17717	-2643

	H _L	H _T	N	M _L (G)	M _T (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
GEO 1	258	331	25261	9895	3335
GEO 2	258	331	19299	-13582	2512
GEO 3	-208	-331	25261	2034	-1953
GEO 4	-208	-331	19299	-21444	-2776
GEO 5	93	331	23941	8404	1365
GEO 6	422	331	19470	-9204	4481
GEO 7	-373	-331	23941	542	-3923
GEO 8	-44	-331	19470	-17065	-807
GEO 9	258	478	23941	10151	3232
GEO 10	258	478	19470	-7456	2615
GEO 11	-208	-478	23941	-1205	-2056
GEO 12	-208	-478	19470	-18812	-2674

	H _L	H _T	N	M _L (G)	M _T (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
<i>QP1</i>	143	0	15370	0	1624
<i>QP2</i>	-116	0	15370	0	-1314
<i>RA1</i>	172	221	18890	6597	2223
<i>RA2</i>	172	221	14916	-9054	1675
<i>RA3</i>	-139	-221	18890	1356	-1302
<i>RA4</i>	-139	-221	14916	-14296	-1851
<i>RA5</i>	172	368	18010	7350	2155
<i>RA6</i>	172	368	15029	-4389	1743
<i>RA7</i>	-139	-368	18010	-1385	-1371
<i>RA8</i>	-139	-368	15029	-13124	-1782
<i>RA8</i>	62	221	18010	5603	910
<i>RA9</i>	-29	-221	15029	-11377	-538

	H _L	H _T	N	M _L (G)	M _T (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
<i>FRQ1</i>	143	0	18010	2982	1830
<i>FRQ2</i>	-116	0	15029	-8756	-1520

Le sollecitazioni sul singolo palo vengono valutate, in questa, fase adottando una ripartizione rigida a partire dalle sollecitazioni precedentemente illustrate, ottenendo i seguenti valori per le combinazioni *SLU* (statica e sismica) e *SLE*.

	N _{min}	N _{max}	V
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]
<i>SLV</i> X+0.3Y+0.3Z	178	4319	564
<i>SLV</i> 0.3X+Y+0.3Z	660	3836	524
<i>SLV</i> 0.3X+0.3Y+Z	1775	3647	251
<i>SLV</i> X+0.3Y-0.3Z	-1219	2922	564
<i>SLV</i> 0.3X+Y-0.3Z	-736	2440	524
<i>SLV</i> 0.3X+0.3Y-Z	-547	1325	251
<i>STR</i> 1	2572	3804	52
<i>STR</i> 2	1847	3187	52
<i>STR</i> 3	2989	3386	49
<i>STR</i> 4	1507	3527	49
<i>STR</i> 5	2602	3476	44
<i>STR</i> 6	1907	3165	65
<i>STR</i> 7	2774	3305	61
<i>STR</i> 8	1813	3259	42
<i>STR</i> 9	2403	3675	70
<i>STR</i> 10	2106	2967	70
<i>STR</i> 11	2816	3262	67
<i>STR</i> 12	1614	3458	67
<i>GEO</i> 1	2514	3802	52
<i>GEO</i> 2	1672	3153	52
<i>GEO</i> 3	2937	3378	49
<i>GEO</i> 4	1326	3499	49
<i>GEO</i> 5	2548	3438	43
<i>GEO</i> 6	1739	3128	67
<i>GEO</i> 7	2698	3288	62
<i>GEO</i> 8	1667	3201	42
<i>GEO</i> 9	2345	3640	68
<i>GEO</i> 10	1941	2926	68
<i>GEO</i> 11	2800	3186	65
<i>GEO</i> 12	1464	3403	65
<i>QP</i> 1	1808	2034	18
<i>QP</i> 2	1830	2013	14
<i>RA</i> 1	1932	2791	35
<i>RA</i> 2	1371	2358	35
<i>RA</i> 3	2214	2508	33
<i>RA</i> 4	1140	2589	33
<i>RA</i> 5	1795	2707	51
<i>RA</i> 6	1575	2183	51
<i>RA</i> 7	2098	2404	49
<i>RA</i> 8	1208	2549	49
<i>RA</i> 8	1955	2548	29
<i>RA</i> 9	1367	2390	28
<i>FRQ</i> 1	2000	2503	18
<i>FRQ</i> 2	1408	2349	14

Combinazione SLU

$N_{max} = 4300 \text{ kN}$ (massimo sforzo assiale di compressione)

$N_{min} = 1220 \text{ kN}$ (massimo sforzo assiale di trazione)

$V = 560 \text{ kN}$ (massimo taglio)

Combinazione RA

$N_{max} = 2800 \text{ kN}$ (massimo sforzo assiale di compressione)

$N_{min} = 1140 \text{ kN}$ (minimo sforzo assiale di compressione)

$V = 50 \text{ kN}$ (massimo taglio)

Combinazione FRQ

$N_{max} = 2500 \text{ kN}$ (massimo sforzo assiale di compressione)

$N_{min} = 1400 \text{ kN}$ (minimo sforzo assiale di compressione)

$V = 18 \text{ kN}$ (massimo taglio)

Combinazione QP

$N_{max} = 2000 \text{ kN}$ (massimo sforzo assiale di compressione)

$N_{min} = 1800 \text{ kN}$ (minimo sforzo assiale di compressione)

$V = 18 \text{ kN}$ (massimo taglio)

12.1 VERIFICA ELEVAZIONE PILE

Di seguito si riportano le verifiche a flessione e taglio della pila che risulta nelle condizioni più gravose per le combinazioni sismiche *SLV*.

12.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE – SLU

Le sollecitazioni di verifica allo *SLV* risultano le seguenti:

$M_{long} \cong 4400$ kNm (momento vettore longitudinale)

$M_{trasv} \cong 17000$ kNm (momento vettore trasversale)

$N_{min} \cong 10800$ kN (forza normale di compressione)

Materiali – Resistenze e deformazioni unitarie di progetto

Calcestruzzo C35/45 $\Rightarrow f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c \cong 21.2$ MPa $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ $\epsilon_{cu} = 0.35\%$

Acciaio $\Rightarrow f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s \cong 391.3$ MPa $E_s \cong 2.1 \times 10^5$ MPa $\epsilon_{su} =$ indefinita.

Carpenteria

$B \times H \cong 1050$ cm \times 150 cm;

Armatura

$A_{s1} = 1\phi 24/20$ – armatura diffusa

I momenti resistenti minimi (calcolato con il software *PresFLE+*) risultano pari a:

$M_{Rd-trasv} \cong 20000$ kNm;

$M_{Rd-long} \cong 5200$ kNm

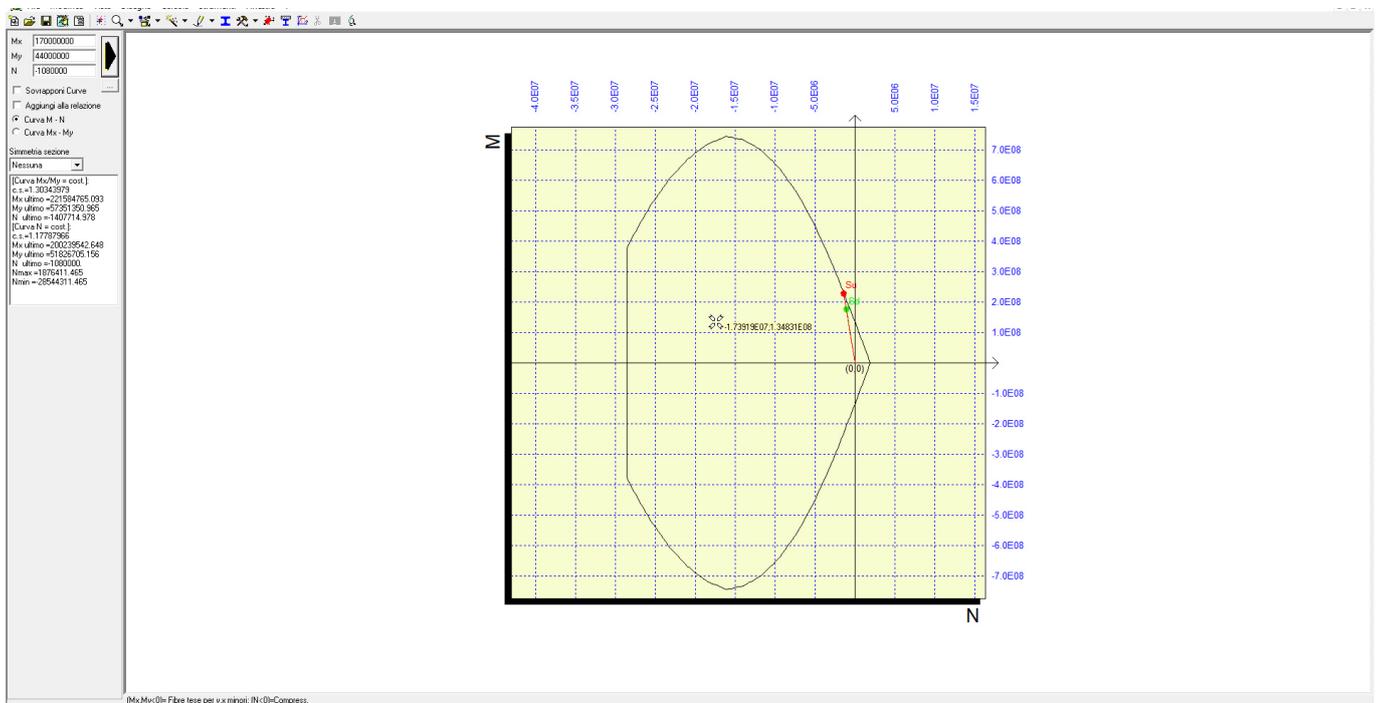


FIGURA 12-11 – DOMINIO DI RESISTENZA

La verifica risulta soddisfatta con $FS \cong 1.18$

12.1.2 VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO – SLU

Si riporta di seguito la verifica di resistenza a taglio in direzione longitudinale per elementi non armati a taglio.

Si utilizza una sezione resistente trascurando le parti terminali curve:

$$B \times h = 8.10 \text{ m} \times 1.50 \text{ m}$$

Le sollecitazioni di verifica risultano:

$$V_{\text{long}} \cong 2300 \text{ kN}$$

$$N \cong -10800 \text{ kN}$$

Elementi senza armatura trasversale

R_{ck}	45	[MPa]
f_{ck}	37.4	[MPa]
γ_c	1.50	[-]
α_{cc}	0.85	[-]
f_{cd}	21.2	[MPa]
H	1500	[mm]
d	1400	[mm]
b_w	8100	[mm]
N_{Ed}	10800	[kN]
σ_{cp}	4.2	[MPa]
k	1.38	[-]
v_{min}	0.35	[MPa]
A_{sl}	18306	[mm ²]
ρ	0.0016	[-]
V_{Rd}	11124	[kN]
V_{Ed}	2300	[kN] taglio sollecitante
c.s.	0.21	[-] sfruttamento

La verifica a taglio risulta soddisfatta con $FS \cong 4.7$

12.1.3 VERIFICHE DI DURABILITÀ SLE

Le verifiche di durabilità allo SLE vengono omesse in questa fase in quanto risultano non dimensionanti.

12.2 VERIFICA ZATTERA DI FONDAZIONE

La verifica della zattera di fondazione viene condotta adottando uno schema a mensola tozza rappresentativa dello sbalzo longitudinale, assumendo agente il carico massimo di compressione $N_{max} = 4300 \text{ kN}$ secondo lo schema illustrato di seguito.

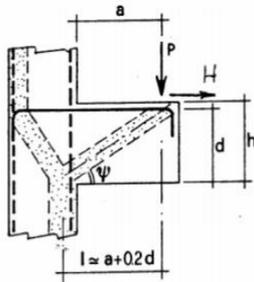


Figura C4.1.7 Esempi di modello a puntoni e tiranti con tirante orizzontale per mensole tozze

$$P_R = P_{Rs} = \left(A_s f_{yd} - H_{Ed} \right) \frac{1}{\lambda} \quad P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

Si assume il seguente quantitativo di armatura disposto nel tirante del meccanismo di rottura considerato:

- $\phi 26/20$ primo strato

Considerando una diffusione a 45° del carico si ottiene una larghezza collaborante pari a 3.30 m

Nella tabella seguente si riporta il calcolo dei parametri per la verifica considerando una luce $a = 1.05 \text{ m}$.

P_{Sd}	4300	[kN]	
H_{Sd}	0	[kN]	
a	1050	[mm]	
h	1500	[mm]	
d	1450	[mm]	
l	1340	[mm]	
$\lambda = \cot \psi$	1.03	[-]	
f_{yk}	450	[MPa]	
γ_M	1.15	[-]	
f_{yd}	518	[MPa]	
A_s	8761.5	[mm ²]	armatura disposta
P_{Rs}	4416	[kN]	
R_{ck}	45	[MPa]	
f_{ck}	37.4	[MPa]	
γ_M	1	[-]	
f_{cd}	37.4	[MPa]	
c	1.0	[-]	
b	3300	[mm]	
P_{Rc}	34798	[kN]	
c.s.	0.97	[-]	sfruttamento

La verifica risulta soddisfatta con $FS \cong 1.03$

12.3 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

In questa sezione si riporta la verifica strutturale e geotecnica dei pali di fondazione applicando le sollecitazioni globali valutate al precedentemente.

12.3.1 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI

Di seguito si illustra la stratigrafia relativa all'opera in oggetto estratta dalla tavola del profilo geotecnico specifica.

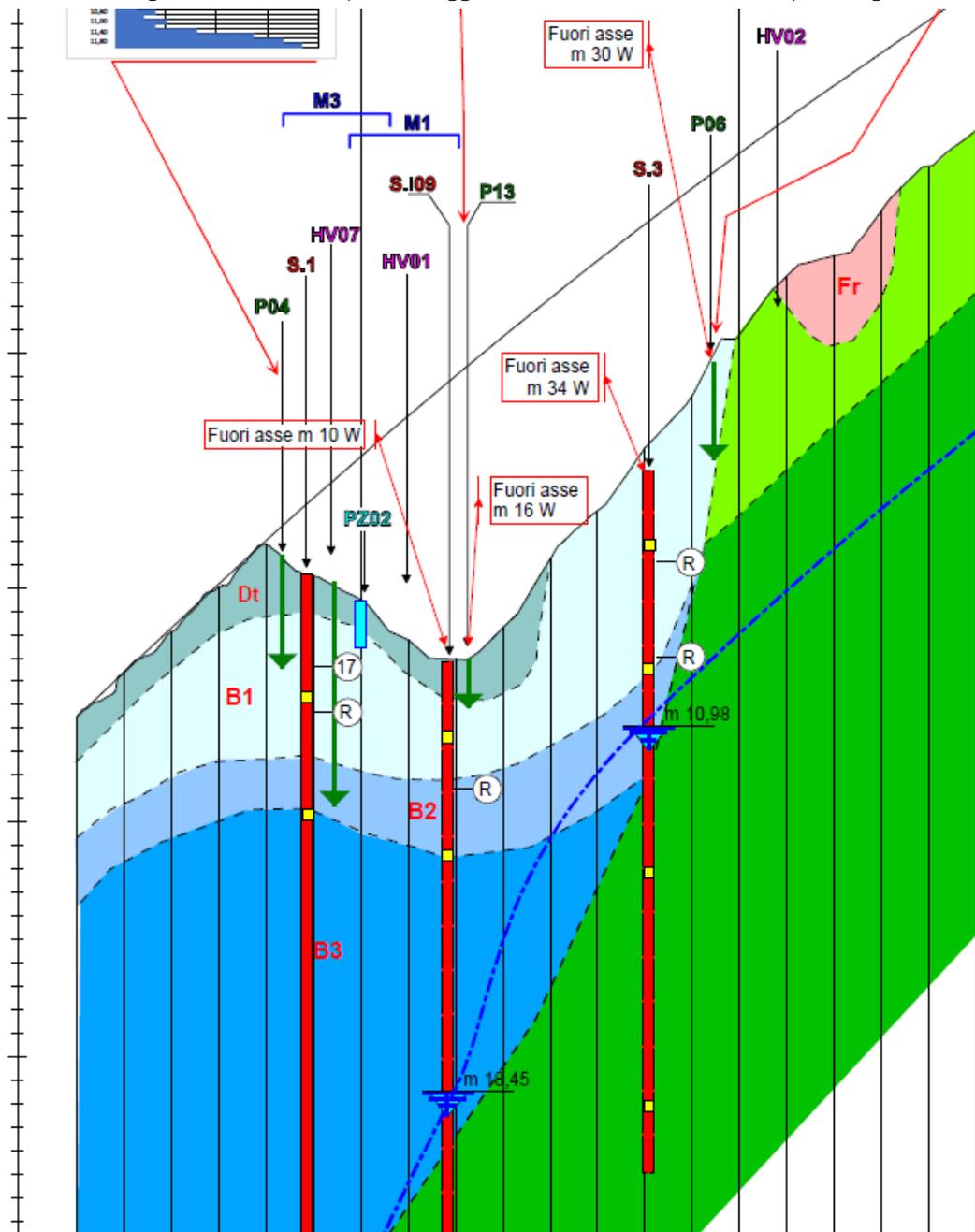


FIGURA 12-12 – PROFILO GEOTECNICO

LEGENDA

Dt  Copertura di terreno detritico (Depositi eluvio-colluviali)

Fr  Corpo di frana (MUSa1) formato da sabbia e sabbia argillosa giallo-rossastra, con ghiaia, livelli ossidati e resti vegetali e materiale organico decomposto

**Formazione della Laga - LAG2c
Membro post-evaporitico - Litofacies arenacea (Messiniano)**

B1  Sabbie gialle addensate, consistenti, con cenni di stratificazione. Prodotto di alterazione della formazione sottostante (LAG2c)

B2  Arenarie giallastre alterate con marne giallo-rossastre, con intercalati strati di sabbia gialla con cenni di stratificazione. Prodotto di alterazione della formazione sottostante (LAG2c)

B3  Arenarie tenere giallastre alternate con marne gialle litoidi; giacitura con inclinazione $45^\circ \div 60^\circ$. Formazione integra (LAG2c)

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	γ (kN/m ³)		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito ϕ' (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito ϕ_u (°)		E (Mpa)
			Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
Fr	18,50	19,00	5,0	0,0	24,0	21,0					8,0
Dt	18,00	18,50	10,0	0,0	30,0	28,0					8,0
At	19,50	20,00	15,0	0,0	36,0	34,0					25,0
A1	18,50	19,00	0,0	0,0	32,0	30,0					15,0
A2	18,50	19,00	20,0	10,0	34,0	30,0					20,0
A3	19,50	20,00	50,0	20,0	38,0	34,0	200,0	100,0			30,0
B1	18,00	18,50	0,0	0,0	33,0	30,0					15,0
B2	18,50	19,00	20,0	10,0	35,0	30,0					20,0
B3	19,00	19,50	30,0	20,0	36,0	34,0	200,0	100,0			30,0

Si considerano cautelativamente i seguenti spessori delle unità geotecniche ($L_{palo} = 19.00$ m):

- $Dt \Rightarrow 1.00$ m;
- $B1 \Rightarrow 5.00$ m;
- $B2 \Rightarrow 2.00$ m;
- $B3 \Rightarrow 11.00$ m;

Si considera cautelativamente la falda posizionata a 14 m dal piano di fondazione.

La verifica a carico limite verticale viene condotta secondo l'approccio di Viggiani per pali trivellati considerando i seguenti coefficienti di correlazione (n. sondaggi 3):

$$\xi_3 = 1.60; \quad \xi_4 = 1.48$$

Nella tabella seguente si riporta il calcolo di verifica assumendo le sollecitazioni assiali di progetto massime:

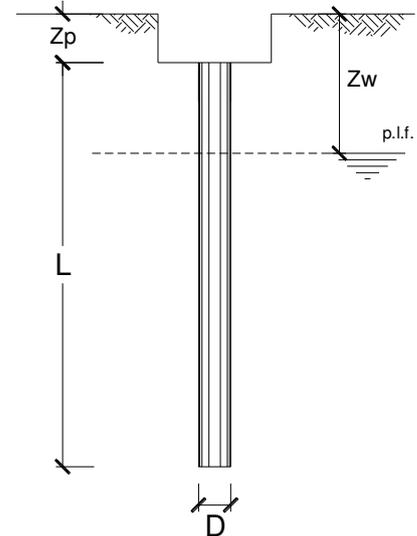
$$N_{Ed} = 4300 \text{ kN (massima compressione);}$$

$$N_{Ed} = 1220 \text{ kN (massima trazione).}$$

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (A_p): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 14.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 4300 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 4 L_{palo} = 19.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz	
		γ _G	γ _Q				
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _s	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>					
ξ _t	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)	c _u med (kPa)
1	1.00	Dt	18.00	5.0	22.5	0.0
2	2.00	B1	19.00	0.0	31.5	0.0
3	5.00	B2	19.00	15.0	32.5	0.0
4	11.00	B3	19.00	25.0	35.0	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.62	0.41	0.00	0.00
0.48	0.61	0.00	0.00
0.46	0.64	0.00	0.00
0.43	0.70	0.00	0.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' min (kPa)	φ' min (°)	c _u min (kPa)
1	1.00	Dt	18.00	0.0	28.0	0.0
2	2.00	B1	19.00	0.0	30.0	0.0
3	5.00	B2	19.00	10.0	30.0	0.0
4	11.00	B3	19.00	20.0	34.0	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.53	0.53	0.00	0.00
0.50	0.58	0.00	0.00
0.50	0.58	0.00	0.00
0.44	0.67	0.00	0.00

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	1.00	Dt	8.7					9.6				
2	2.00	B1	81.6					80.5				
3	5.00	B2	575.1					563.2				
4	11.00	B3	3022.9	29.44	40.62	10143.1	11471.6	3010.2	25.81	36.78	8736.6	9880.8

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 4300.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;\text{cal med}} = 11471.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal med}} = 3688.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal med}} = 15159.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;\text{cal min}} = 9880.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal min}} = 3663.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal min}} = 13544.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{b;\text{cal min}}/\xi_4) = 6676.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{s;\text{cal min}}/\xi_4) = 2305.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 8981.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 6949.9 \text{ (kN)}$$

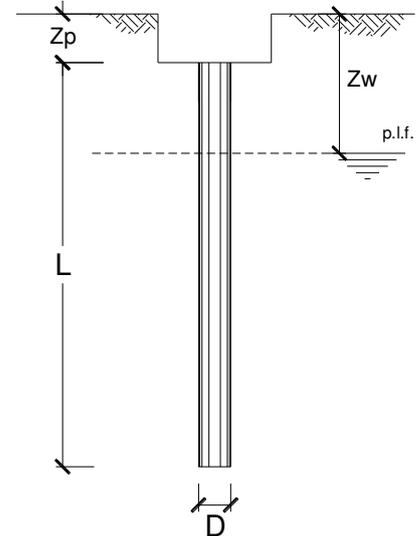
$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.62$$

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (A_p): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 14.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): -1220 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 4 L_{palo} = 19.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz	
		γ _G	γ _Q				
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _s	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>					
ξ _t	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)	c _u med (kPa)
1	1.00	Dt	18.00	5.0	22.5	0.0
2	2.00	B1	19.00	0.0	31.5	0.0
3	5.00	B2	19.00	15.0	32.5	0.0
4	11.00	B3	19.00	25.0	35.0	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.62	0.41	0.00	0.00
0.48	0.61	0.00	0.00
0.46	0.64	0.00	0.00
0.43	0.70	0.00	0.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' min (kPa)	φ' min (°)	c _u min (kPa)
1	1.00	Dt	18.00	0.0	28.0	0.0
2	2.00	B1	19.00	0.0	30.0	0.0
3	5.00	B2	19.00	10.0	30.0	0.0
4	11.00	B3	19.00	20.0	34.0	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.53	0.53	0.00	0.00
0.50	0.58	0.00	0.00
0.50	0.58	0.00	0.00
0.44	0.67	0.00	0.00

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	1.00	Dt	8.7					9.6				
2	2.00	B1	81.6					80.5				
3	5.00	B2	575.1					563.2				
4	11.00	B3	3022.9	29.44	40.62	10143.1	11471.6	3010.2	25.81	36.78	8736.6	9880.8

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = -1220.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;\text{cal med}} = .0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal med}} = 3688.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal med}} = 3688.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;\text{cal min}} = .0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal min}} = 3663.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal min}} = 3663.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{b;\text{cal min}}/\xi_4) = .0 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{s;\text{cal min}}/\xi_4) = 2305.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2305.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1844.1 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

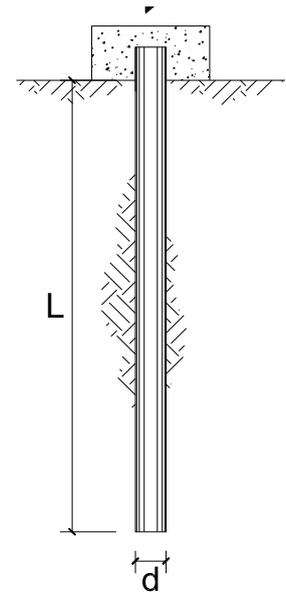
$$F_s = 1.51$$

Si riporta inoltre la verifica a carico limite orizzontale utilizzando cautelativamente la teoria di Broms per palo isolato impedito di ruotare in testa assumendo un angolo di attrito pari a 30°

OPERA: VI01 - PILE

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T	
		γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

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

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

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

12.3.2 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI

Si riportano di seguito i diagrammi relativi al calcolo delle sollecitazioni flettenti e taglianti per la combinazione sismica **SLV** che risulta dimensionante nei confronti dei carichi trasversali.

Si utilizza un approccio di palo su suolo elastico alla Winkler, con testa impedita di ruotare utilizzando moduli di reazione orizzontali alla Matlock & Reese (1960), valutati in accordo alla seguente formulazione:

$$E_s = k_{hi} \cdot z$$

Con:

k_{hi} : gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale

z : profondità dal piano campagna.

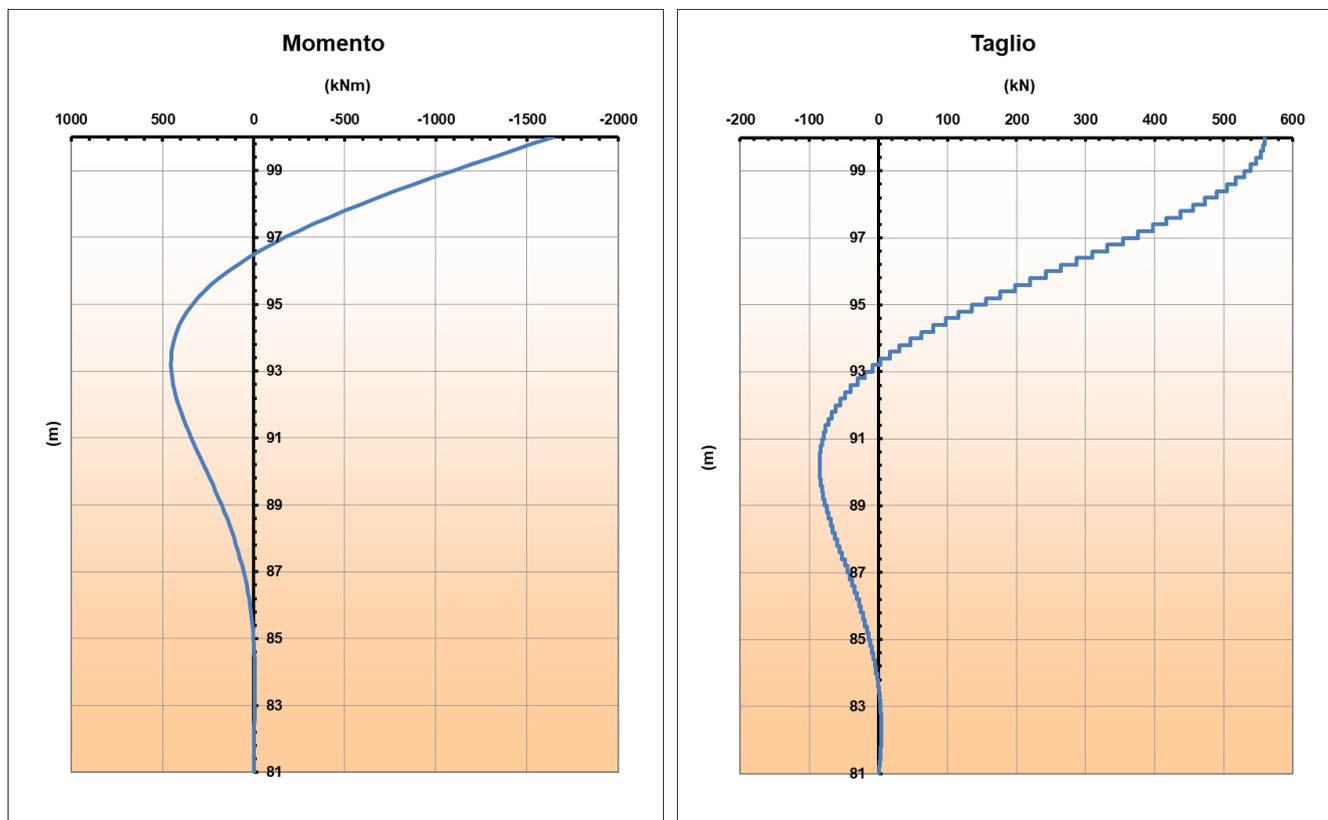
In base ai dati disponibili dalla caratterizzazione geotecnica, relativi alla densità relativa dei terreni in cui sono infissi i pali si considera una densità media pari a 35%.

Dalla tabella seguente (cfr. Reese et al., 1974 e Elson, 1984) si può stimare il valore del gradiente del modulo di reazione pari adottando una media pesata sugli strati ottenendo un valore pari a circa 10000 kN/m³

D_r (%)	k_{hi} (kN/m ³)
35%	10000
50%	15000
70%	25000

La sollecitazione tagliante agente in testa al palo dimensionante è pari a:

$$V_{Ed} \cong 560 \text{ kN}$$



Si riportano di seguito le verifiche strutturali a flessione e a taglio dei pali per la combinazione **SLV** che risulta dimensionante.

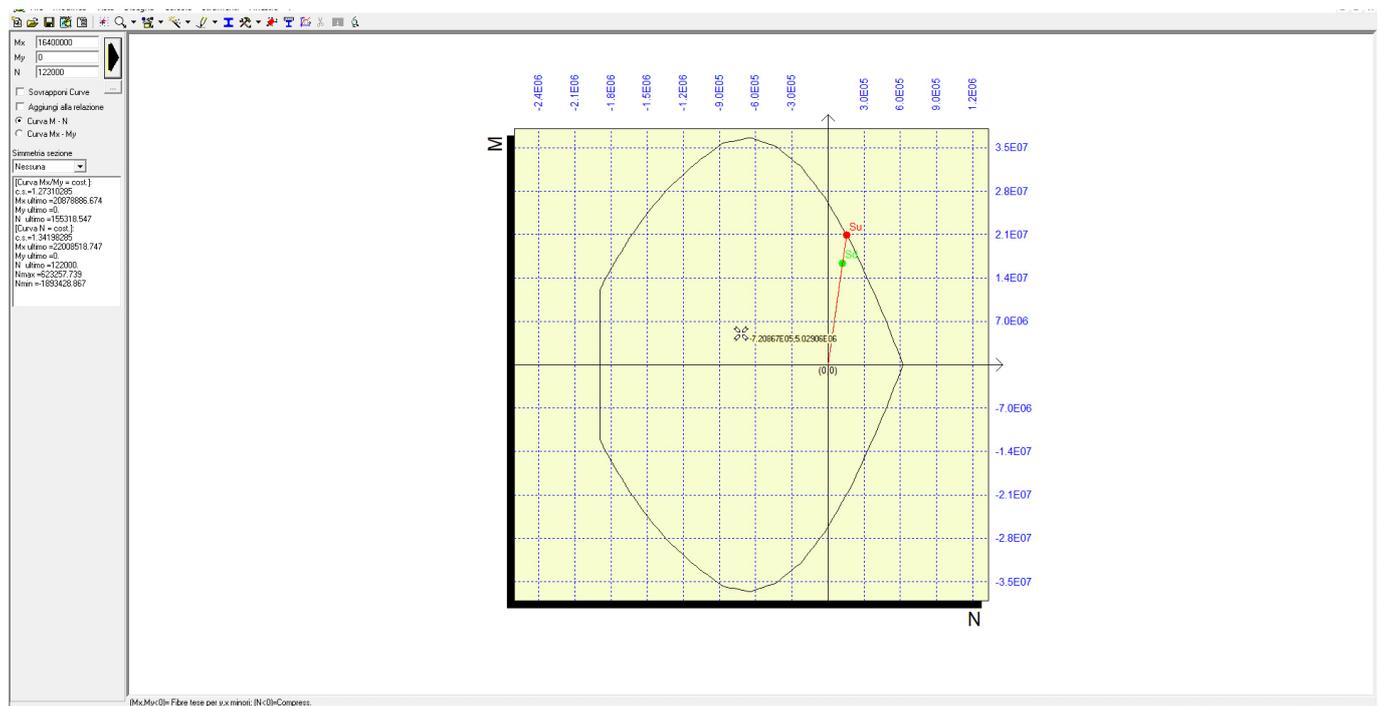
Si prevede un'armatura del palo di diametro pari a 1200 mm composta da:

- Armature longitudinali: n. 20+10 ϕ 26
- Armatura a taglio: staffe 1 ϕ 12/20

Si riporta di seguito il dominio di resistenza a flessione della sezione più sollecitata assumendo le seguenti sollecitazioni di verifica massime:

$$N_{SLU, max} \cong 1220 \text{ kN (forza di trazione)}$$

$$M_{SLU, max} \cong 1640 \text{ kNm}$$



Il momento resistente minimo risulta:

$$M_{Rd} \cong 2100 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta con FS $\cong 1.28$

Si riporta di seguito la verifica di resistenza taglio assumendo $\cot\theta=2.5$ corrispondente alla rottura bilanciata del puntone di calcestruzzo e del tirante di armatura.

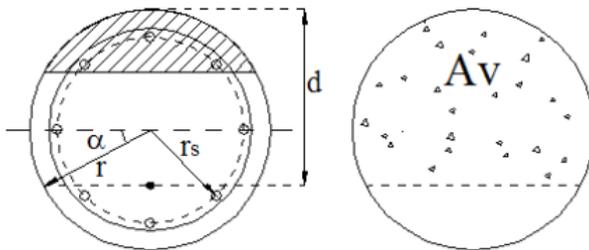
Si riporta il calcolo della larghezza efficace e del braccio d assumendo la formulazione di Clarke-Birjandi (1993):

$$\sin\alpha = (2 \times r_s) / (\pi \times r)$$

$$A_v = r^2 \times [\pi / 2 + \alpha + \sin\alpha \times \cos\alpha]$$

$$d = r \times [1 + \sin\alpha]$$

$$b_w = A_v / d$$



diametro palo	D	1200	mm
raggio palo	r	600	mm
raggio armatura tesa	r_s	499	mm
	$\sin\alpha$	0.529	-
	α	0.558	rad
	$\cos\alpha$	0.848	-
	A_v	928048	mm ²
	d	918	mm
	b_w	1011	mm

Rottura lato calcestruzzo				Rottura lato acciaio			
d	918	[mm]		f_{yk}	450.0	[MPa]	
b_w	1011	[mm]		γ_s	1.15	[-]	
α	90	[°]		f_{yd}	391.3	[MPa]	
$\sin\alpha$	1.000	[-]		A_{sw}	226.0	[mm ²]	armatura in staffe disposta
$\cot\alpha$	0.00	[-]		s_{sw}	200	[mm]	passo armatura in staffe disposta
R_{ck}	30.00	[MPa]		α	90	[°]	
f_{ck}	24.90	[MPa]		$\sin\alpha$	1.00	[-]	
γ_c	1.50	[-]		$\cot\alpha$	0.00	[-]	
α_{cc}	0.85	[-]		$V_{Rsd,w}$	913	[kN]	contributo staffe verticali
f_{cd}	14.11	[MPa]		$A_{sw,irr}$	0.0	[mm ²]	irrigidimenti
ν	0.5	[-]		$s_{sw,irr}$	2000	[mm]	passo irrigidimenti
α_c	1.00	[-]		α	90	[°]	
V_{Ed}	560	[kN]	taglio sollecitante	$\sin\alpha$	1.000	[-]	
V_{Rsd}	2032	[kN]	taglio resistente	$\cot\alpha$	0.00	[-]	
c.s.	0.28	[-]	sfruttamento	$V_{Rsd,p}$	0	[kN]	contributo ferri piegati
				V_{Rsd}	913	[kN]	taglio resistente totale
				V_{Ed}	560	[kN]	taglio sollecitante
				c.s.	0.61	[-]	sfruttamento

La verifica risulta soddisfatta con $FS \cong 1.64$

13 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO

In accordo col *cap. 10* della norma (**DM 2018**), si riportano le valutazioni relative ai risultati dell'analisi e ai codici di calcolo adottati.

13.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE DI CALCOLO

L'analisi dei modelli di calcolo è stata condotta attraverso il *software* agli elementi finiti *CSiBridge ver. 15.1.1*.

13.2 AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI

La versione di *CSiBridge* adottata per gli scopi di questa progettazione consente di eseguire analisi di elementi finiti in campo lineare e non lineare statico e dinamico, utilizzando una modellazione a grigliato con elementi beam (monodimensionali) aventi leggi costitutive lineari e non lineari. Permette di definire i carichi da traffico in accordo con le norme, consentendo di movimentare, lungo le corsie convenzionali, le azioni concentrate e distribuite che simulano il passaggio dei veicoli, valutando per ogni sezione dell'impalcato gli effetti massimi e quelli concomitanti (in termini di sollecitazioni).

Il software permette, inoltre, un'analisi strutturale per fasi – necessaria per eseguire correttamente il progetto di questa tipologia di impalcati – cioè è in grado di analizzare ed estrarre i risultati di differenti modelli aventi in comune la geometria (posizione e dimensioni degli elementi f.e.m.), ed i vincoli.

Dopo aver esaminato le documentazioni a corredo del *software* e quelle reperibili sul sito web (www.csiamerica.com) si ritiene, per le particolari funzioni implementate (in particolare la possibilità di interfacciarsi col software post-processor PontiEC4), che il *CSiBridge* sia affidabile ed idoneo alla progettazione in oggetto per l'analisi statica del viadotto.

13.3 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

13.3.1 STIMA DEL PERIODO DI VIBRAZIONE DELL'IMPALCATO

Per valutare il livello di affidabilità dell'analisi modale svolta con il modello di calcolo si riporta di seguito la stima manuale del periodo fondamentale di vibrazione della struttura.

Il carico permanente totale dell'impalcato comprensivo del peso proprio e dei permanenti portati risulta:

$$N \cong 61000 \text{ kN}$$

$$m = 6218 \text{ ton}$$

Assumendo una rigidezza orizzontale equivalente del singolo isolatore pari a 1510 kN/m si ottiene la seguente rigidezza totale considerando n. 32 dispositivi di appoggio:

$$k_{is} \cong 48320 \text{ kN/m}$$

Assumendo la formulazione dell'oscillatore semplice si ottiene il seguente periodo di vibrazione orizzontale:

$$T_{is} = 2 \times \pi \times \sqrt{(m/k)} \cong 2.25 \text{ s}$$

Tale valore risulta in linea con quanto riscontrato nel modello di calcolo.