



AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI
Servizio Progettazione Costruzioni e Manutenzione Strade

INTERVENTO FINANZIATO NELL'AMBITO DEL PATTO PER BOLOGNA

VARIANTE ALLA S.P. 65 "DELLA FUTA"

NODO DI RASTIGNANO - 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO
TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE OCHE
NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO

PROGETTO DEFINITIVO

CORPO STRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

GALLERIA ARTIFICIALE SULLA FERROVIA BOLOGNA – FIRENZE

RELAZIONE DI CALCOLO PALI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N.20155

RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:
Codice Commessa	Lotto	Sub-Prog.	Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111444	000	1	PD00	0000	0000	0000	0000	0000	0000	0	APE	0200	--	SCALA: -



PROJECT MANAGER:

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

REDATTO:

SUPPORTO SPECIALISTICO:



VERIFICATO:

REVISIONE

n.	data
0	FEBBRAIO 2018
1	-
2	-
3	-
4	-

VISTO DEL PROPRIETARIO DELLE OPERE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Pietro Luminasi

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

SPEA Engineering

VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA”

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO

TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE
DELLE OCHE NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E
PIANORO

**RELAZIONE DI CALCOLO
DEI PALI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE**



INDICE


1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
3. QUALITÀ E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	7
5. CRITERI DI PROGETTAZIONE PER LE FONDAZIONI SU PALI	8
5.1 Verifiche agli stati limite ultimi	8
5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio	10
6. AZIONI MASSIME TRASMESSE IN TESTA AL SINGOLO PALO	11
7. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO R_d	12
7.1 Resistenza di base calcolata	12
7.2 Resistenza laterale calcolata	13
7.3 Capacità portante di progetto R_d	14
7.3.1 Per carichi assiali di compressione $R_{c,d}$	14
7.3.2 Per carichi assiali di trazione $R_{t,d}$	16
8. COMPORTAMENTO DEL PALO RISPETTO A CARICHI ORIZZONTALI	17
9. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI E VERIFICHE	21
9.1 SLU	21
9.1.1 Verifiche a pressoflessione	24
9.1.1.1 Sezione A-A	25
9.1.1.2 Sezione B-B	26
9.1.1.3 Sezione C-C	27
9.1.2 Verifiche a taglio	28
9.2 SLE	28

FIGURE

Figura 8-1: Modello per la valutazione dell'interazione palo-terreno	19
Figura 8-2: Sollecitazioni agenti nell'elemento del palo	20
Figura 9-1: Andamento momento flettente lungo il palo – SLU.	21
Figura 9-2: Andamento taglio lungo il palo – SLU.	22
Figura 9-3: Andamento della deformata – SLU.	23
Figura 9-4: Dominio di resistenza della sezione A-A	25
Figura 9-5: Dominio di resistenza della sezione B-B	26
Figura 9-6: Dominio di resistenza della sezione C-C	27
Figura 9-7: Andamento del momento flettente lungo il palo – SLE	29
Figura 9-8: Andamento del taglio lungo il palo – SLE	30
Figura 9-9: Andamento della deformata – SLE.	31

TABELLE

Tabella 3-1: Caratteristiche dei materiali impiegati.	6
Tabella 4-1: Stratigrafia di calcolo e Parametri geotecnici caratteristici.	7
Tabella 6-1: Azioni trasmesse in testa al singolo palo agli SLU	11
Tabella 6-2: Azioni trasmesse in testa al singolo palo agli SLE	11
Tabella 7-1: Valori di $R_{c,d}$ per un palo di diametro 1000mm	14
Tabella 7-2: Valori di $R_{t,d}$ per un palo di diametro 1000mm	16
Tabella 9-1: Sollecitazioni allo SLU per le verifiche a Pressoflessione – Sezione A-A	25
Tabella 9-2: Sollecitazioni allo SLU per le verifiche a Pressoflessione – Sezione B-B	26
Tabella 9-3: Sollecitazioni allo SLU per le verifiche a Pressoflessione – Sezione C-C	27

 <small>gruppo Atlantia</small>	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO DEI PALI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE</p>
---	--


1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo è stata redatta a corredo del Progetto del secondo lotto di completamento della variante di Rastignano.

Nell’ambito di tale progetto si prevede la realizzazione di una galleria artificiale ferroviaria che permette alla S.P. n°65 in variante di oltrepassare la linea ferroviaria storica BO-FI.

La presente relazione tecnico-statica riporta i calcoli strutturali della galleria artificiale ferroviaria e dei pali di fondazione che permette alla S.P. n°65 in variante di oltrepassare la linea ferroviaria storica BO-FI.

I criteri e le azioni adottati nelle elaborazioni sono previsti dalle “Norme tecniche per le Costruzioni” del 14 gennaio 2008.

	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO DEI PALI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE</p>
---	--

2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- **Decreto Min. Infrastrutture e Trasporti 14 Gennaio 2008** “*Norme tecniche per le costruzioni*”.
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617** - *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- **UNI EN 1997-1:2005** “*Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali*”.
- **UNI EN 1992-1-1:2005** “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*”.
- **UNI EN 206-1:2006** “*Calcestruzzo Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità*”
- **BS EN 1536:2000** “*Execution of special geotechnical work – Bored piles*”
- **M. Bustamante, B. Doix**, “*Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes*”.

3. QUALITÀ E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si prevedono i conglomerati cementizi e l'acciaio le cui caratteristiche sono descritte in Tabella 3-1.

Tabella 3-1: Caratteristiche dei materiali impiegati.

CALCESTRUZZO	
Impiego	Pali di fondazione
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck}	30 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	25 MPa
Valor medio della resistenza a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56 MPa
Valor medio della resistenza cilindrica $f_{cm} = f_{ck} + 8$	33 MPa
Valor medio della resistenza a trazione per flessione $f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$	3.07 MPa
Modulo elastico E_{cm}	31476 MPa
ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	
Tipo	B450C
Tensione caratteristica di snervamento $f_{y\ nom}$	450 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura $f_{t\ nom}$	540 N/mm ²

4. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Facendo riferimento alla relazione geologico-geotecnica di progetto e alla caratterizzazione geotecnica risulta che, in corrispondenza delle opere in esame, lo spessore del terreno naturale significativo ai fini geotecnici è costituito da 2 unità stratigrafiche ovvero:

- PAT alt (Substrato di Arenarie di Pantano alterato);
- PAT (Substrato di Pantano intatto).

Di conseguenza la stratigrafia e i parametri geotecnici caratteristici delle unità stratigrafiche considerate adottati nei calcoli sono indicati in Tabella 4-1.

Tabella 4-1: Stratigrafia di calcolo e Parametri geotecnici caratteristici.

Profondità [m] (*)	Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]
da 0.00 a 1.20	PAT alt	22.0	25	22.0
da 1.20 in poi	PAT	22.0	33	55.0

(*) Le profondità si riferiscono alla testa del palo per il calcolo ipotizzata a quota +101.20 m.

Nei calcoli si è considerato un approfondimento della testa del palo di 1.50 m pari allo spessore della fondazione. Il livello di falda è stato assunto alla quota di estradosso fondazione.

5. CRITERI DI PROGETTAZIONE PER LE FONDAZIONI SU PALI

5.1 Verifiche agli stati limite ultimi

Conformemente a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" al Par. 6.4.3.1 i pali sono stati calcolati con riferimento ai seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite del palo nei riguardi dei carichi assiali di compressione;
 - collasso per carico limite del palo nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - collasso per carico limite del palo nei riguardi dei carichi orizzontali.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali.

Le verifiche sono state effettuate cautelativamente seguendo entrambi gli approcci previsti dal D.M. 14/01/2008 ovvero:

- Approccio 1:
 - Combinazione 1: $(A1 + M1 + R1)$;
 - Combinazione 2: $(A2 + M1 + R2)$;
- Approccio 2:
 - Combinazione: $(A1 + M1 + R3)$.

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere preso in considerazione; ciò significa che dal punto di vista del dimensionamento strutturale i due approcci si equivalgono.

Nel calcolo sismico le verifiche effettuate con l'Approccio 1 Combinazione 2 si deve fare riferimento ai coefficienti R3.

I coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze caratteristiche sono riportati nelle tabelle seguenti, tratte dalla norma.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

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

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Sono stati analizzati anche gli stati limite di esercizio considerando le combinazioni delle azioni caratteristica, frequente, quasi permanente in accordo a quanto indicato nel § 2.5.3 delle NTC per le seguenti verifiche:

- Verifica di fessurazione delle sezioni in c.a in condizioni ambientali ordinarie (classe di esposizione XC2 – Tabella 4.1.III NTC) per le combinazioni quasi permanente e frequente. Con riferimento al § 4.1.2.2.4.1 si è considerato il valore limite di apertura delle fessure pari a:

- $w_2=0.3\text{mm}$ per la combinazione quasi permanente;
- $w_3=0.4\text{mm}$ per la combinazione frequente.

Con riferimento al § C4.1.2.2.4 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 le verifiche sono state condotte adottando il metodo tabellare che limita il valore della tensione nelle barre d'acciaio in funzione del loro diametro e della loro spaziatura.

- Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo, sono state verificate:
 - La tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio secondo le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 16.80\text{MPa per la combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 12.60\text{MPa per la combinazione quasi permanente}$$

- Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

- Per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica la tensione massima, σ_s , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

6. AZIONI MASSIME TRASMESSE IN TESTA AL SINGOLO PALO

Si riportano di seguito i valori massimi delle azioni di taglio e sforzo normale (negativo di compressione) trasmessi dalla struttura alla sommità dei pali agli SLU per le tre condizioni di calcolo seguenti:

Condizione 1: che fornisce il valore del massimo sforzo normale;

Condizione 2: che fornisce il valore del minimo sforzo normale

Condizione 3: che fornisce il valore del massimo taglio.

Tabella 6-1: Azioni trasmesse in testa al singolo palo agli SLU

	Approccio 1				Approccio 2		Sisma	
	Combinazione 1 A1-M1		Combinazione 2 A2-M1		A1-M1			
	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]
Condizione 1 - N _{max}	-5787	43	-4484	86	-5787	43	-6035	231
Condizione 2 - N _{min}	-1099	126	-742	84	-1099	126	1333	231
Condizione 3 - V _{max}	-1147	845	-740	639	-1147	845	1577	1253

I valori di N riportati in Tabella 6-1 sono da confrontarsi con i corrispondenti valori delle capacità portanti di progetto del palo soggetto a carico assiale di compressione $R_{c,d}$ e di trazione $R_{t,d}$, calcolate al capitolo 7.

Nella successiva Tabella 6-2 si riportano i valori massimi delle azioni di taglio e sforzo normale (negativo di compressione) trasmessi dalla struttura alla sommità dei pali agli SLE per le medesime condizioni di calcolo analizzate agli SLU.

Tabella 6-2: Azioni trasmesse in testa al singolo palo agli SLE

	Caratteristica		Frequente		Quasi Permanente	
	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]
Condizione 1 - N_{max}	-4066	7	-3591	14	-2948	178
Condizione 2 - N_{min}	-1529	44	-1670	51	-965	178
Condizione 3 - V_{max}	-1629	484	-1694	473	-1136	599

7. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO R_d

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} di un palo viene suddiviso convenzionalmente nella somma di due contributi, la resistenza laterale Q_s e la resistenza alla punta Q_b .

Nel seguito si riportano le indicazioni in merito ai criteri impiegati per la valutazione dei singoli contributi e per il calcolo della capacità portante di progetto R_d per carichi assiali di compressione e di trazione.

7.1 Resistenza di base calcolata

La resistenza alla base calcolata si ottiene dalla seguente relazione:

$$Q_{bu} = A_b \cdot q_{bu},$$

con:

A_b = area di base del palo,

q_{bu} = portata unitaria ultima del terreno alla base del palo.

La portata ammissibile di base unitaria per la roccia è stata ricavata mediante la formula proposta nel Canadian Foundation Manual (1978):

$$q_{amm} = K_{sp} \cdot q_u,$$

con:

- q_{amm} = pressione ammissibile,
- K_{sp} = coefficiente empirico che dipende dalla spaziatura delle discontinuità e include un fattore di sicurezza pari a 3 e, di norma, è compreso fra 0.1 e 0.4,
- q_u = valore medio della resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa (determinata su campioni di roccia intatta).


Nel caso in esame il terreno in cui si attesta il palo è costituito dalla roccia definita PAT che presenta resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa $q_u = 9000 \text{ kPa}$.

Con riferimento al paragrafo 6.2.3.1.2 del DM 14/01/2008 tale valore deve essere ridotto tramite il coefficiente $\gamma_{qu} = 1.6$.

Si ottiene quindi il valore della portata limite di base unitaria per la roccia amplificando quella ammissibile tramite un coefficiente di sicurezza pari a 3:

$$q_{bu} = FS \cdot K_{sp} \cdot \frac{q_u}{\gamma_{qu}} = 3 \cdot 0.2 \cdot \frac{9000}{1.6} = 3375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

e il valore della resistenza alla base calcolata:

	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO DEI PALI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE</p>
---	--

$$Q_{bu} = A_b \cdot q_{bu} = \pi \cdot 0.5^2 \cdot 3375 = 2650.72 \text{ kN.}$$

7.2 Resistenza laterale calcolata

La resistenza laterale calcolata si ottiene dalla seguente relazione:

$$Q_{su} = \pi \cdot \varnothing \cdot \sum_{i=1}^n H_i \cdot q_{ai} ,$$

con:

- \varnothing diametro del palo;
- n numero degli strati interessati;
- H_i spessore dello strato i-esimo;
- q_{ai} adesione limite palo-terreno nello strato i-esimo.

Per la roccia, l'adesione limite palo-terreno è stata ricavata mediante la formula proposta da Horvath & Kenney (1989) e poi confrontata anche con i grafici di *Bustamante e Doix* (1985).

La resistenza ultima è correlata alla resistenza a compressione monoassiale q_u della roccia (v. § 8.5.3 "FONDAZIONI", Maurizio Tanzini, ed. Dario Flaccovio):

$$\tau_l = 6.656 \sqrt{q_u} \text{ (kPa).}$$

Nel testo sopracitato si riportano anche altre correlazioni che permettono di determinare il valore della resistenza unitaria laterale mediante grafici ottenuti per interpolazioni di valori sperimentali (Williams & Pells (1981), Kulhawy & Phoon (1983).

Nel caso in esame applicando tali correlazioni si otterrebbero valori dell'adesione limite palo-terreno compresi tra 400kPa e 600kPa.

Cautelativamente sono stati considerati i seguenti valori dell'adesione limite palo-terreno:

$$q_{a,PATalt} = 250 \text{ kPa nello strato di interessato dall'unità PAT alt}$$

$$q_{a,PAT} = 300 \text{ kPa nello strato di interessato dall'unità PAT.}$$

Si ottiene quindi il valore della portata limite laterale calcolata per un palo di diametro 1000 mm e L=11.0m:

$$\begin{aligned}
 Q_{su} &= \pi \cdot \varnothing \cdot \sum_{i=1}^n H_i \cdot q_{ai} = \pi \cdot \varnothing \cdot (h_{PAT,alt} \cdot q_{a,PATalt} + h_{PAT} \cdot q_{a,PAT}) = \\
 &= \pi \cdot 1.00 \cdot (1.20 \cdot 250 + 9.80 \cdot 300) = 10178.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

7.3 Capacità portante di progetto R_d

7.3.1 Per carichi assiali di compressione $R_{c,d}$

La resistenza di progetto dei pali trivellati soggetti a carichi assiali di compressione, con riferimento alla simbologia riportata in precedenza e ai valori di γ_R della tabella 6.4.II del DM 14/01/2008, è pari a

$$R_{c,d} = \left(\frac{Q_{su}}{\gamma_s} + \frac{Q_{bu}}{\gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\xi} - \gamma_{G1} \cdot W_{palo}$$

con: $\xi = 1.7$ dalla tabella 6.4.IV del DM 14/01/2008;

Q_{su} = resistenza laterale calcolata;


Q_{bu} = resistenza di base calcolata;

W = peso del palo.

Si riassumono nella seguente tabella i valori della resistenza di progetto di un palo $\phi 1000\text{mm}$ soggetto a carichi assiali di compressione $R_{c,d}$ per diverse lunghezze con riferimento alla stratigrafia riportata al capitolo 4. Nella medesima tabella sono stati evidenziati i valori corrispondenti alla lunghezza di 11.00m per la quale la verifica di capacità portante verticale per carichi assiali di compressione è soddisfatta con riferimento agli sforzi normali di compressione riportati al capitolo 6.

Tabella 7-1: Valori di $R_{c,d}$ per un palo di diametro 1000mm

L_p alo m	W_{pa} lo kN	$R_{c,d}$ [kN]			SISM A A1+M1
		A1 +M1+R1	A2 +M1+R2	A1 +M1+R3	
8, 00	157 ,08	56 79,35	37 42,41	47 11,06	4758 ,19
9, 00	106 ,03	63 00,12	41 75,80	51 93,15	5291 ,32
10 ,00	117 ,81	68 39,20	45 46,36	57 26,29	5761 ,63
11 ,00	129 ,59	73 78,28	49 16,93	61 93,06	6231 ,93
11 ,50	135 ,48	76 47,83	51 02,21	64 26,44	6467 ,09
12 ,00	141 ,37	79 17,37	52 87,49	66 59,83	6702 ,24
13 ,00	153 ,15	84 56,45	56 58,05	71 26,60	7172 ,54
14	164	89	60	75	7642

 gruppo Atlantia	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</p> <p style="text-align: center;">NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</p> <p style="text-align: center;">Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</p> <p style="text-align: right;">Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO DEI PALI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE</p>
--	---

,00	,93	95,53	28,62	93,37	,85
15	176	95	63	80	8113
,00	,71	34,62	99,18	60,14	,15

7.3.2 Per carichi assiali di trazione $R_{t,d}$

La resistenza di progetto dei pali trivellati soggetti a carichi assiali di trazione, con riferimento alla simbologia riportata in precedenza e ai valori di γ_R della tabella 6.4.II del DM 14/01/2008, è pari a

$$R_{t,d} = \frac{Q_{su}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{\xi}$$

con: $\xi = 1.7$ dalla tabella 6.4.IV del DM 14/01/2008;

Q_{su} = resistenza laterale calcolata;

Si riassumono nella seguente tabella i valori della resistenza di progetto di un palo $\phi 1000\text{mm}$ soggetto a carichi assiali di trazione $R_{t,d}$ per diverse lunghezze con riferimento alla stratigrafia riportata al capitolo 4. Nella medesima tabella sono stati evidenziati i valori corrispondenti alla lunghezza di 11.00m.

Tabella 7-2: Valori di $R_{t,d}$ per un palo di diametro 1000mm

L_{palo} m	$R_{s,d}$ [kN]		
	A1+M1+R1	A2+M1+R2	A1+M1+R3
8,00	4324,31	2702,69	3459,45
9,00	4878,71	3049,19	3902,97
10,00	5433,11	3395,69	4346,49
11,00	5987,51	3742,19	4790,00
12,00	6541,90	4088,69	5233,52
13,00	7096,30	4435,19	5677,04
14,00	7650,70	4781,69	6120,56
15,00	8205,10	5128,19	6564,08

8. COMPORTAMENTO DEL PALO RISPETTO A CARICHI ORIZZONTALI

La valutazione degli spostamenti laterali e delle rotazioni del palo singolo caricato da una forza orizzontale (H) e da un momento flettente (M) viene effettuata con il metodo delle differenze finite, ricorrendo ad un modello di interazione tra palo e terreno del tipo alla Winkler.

Il palo è suddiviso in conci (vedi Figura 8-1) ognuno sottoposto al regime di sforzi schematizzato in Figura 8-2.

Lo schema differisce da quello proposto in Figura 8-2 per il solo concio terminale, alla cui estremità inferiore è applicata anche la reazione di base del terreno.

La reazione che il terreno oppone contro il palo nei conci intermedi ha una componente normale schematizzabile con una molla con caratteristiche di rigidezza di tipo elastico-non lineare-plastico (curve p-y).

Le equazioni di equilibrio alla traslazione lungo l'asse orizzontale y e alla rotazione rispetto al punto N (vedi Figura 8-2) sono:

$$H - p \cdot dx - (H + dH) = 0 \quad (1)$$

$$M - (Q + dQ) \cdot dx \cdot \frac{dy}{dx} - (H + dH) \cdot dx - (M + dM) - p \cdot dx \cdot \frac{dx}{2} = 0 \quad (2)$$

Trascurando i termini di ordine inferiore al primo si ottiene:

$$dH = -p \cdot dx \quad (1b)$$

$$-Q \cdot dx \cdot \frac{dy}{dx} - H \cdot dx - dM = 0 \quad (2b)$$

La caratteristica meccanica delle molle non lineari che schematizzano la reazione del terreno ai carichi laterali è data dalla seguente espressione:

$$p = -E_s \cdot y \quad (3)$$

essendo:

E_s = modulo di reazione orizzontale secante del terreno (FL^{-2})

y = spostamento orizzontale (L)

Introducendo la (3) nell'equazione (1b) e differenziando l'equazione (2b) rispetto a x si ottiene:

$$\frac{dH}{dx} = E_s \cdot y \quad (4)$$

$$\frac{dM}{dx} = -Q \cdot \frac{dy}{dx} - H \quad (5)$$

Differenziando ancora rispetto a x l'equazione (5) si ottiene:

$$\frac{d^2 M}{d^2 x} = -\frac{d}{dx} \left(Q \cdot \frac{dy}{dx} \right) - E_s \cdot y \quad (6)$$

L'equazione della linea elastica è:

$$M = -E_p \cdot J_p \cdot \frac{d^2 y}{d^2 x} \quad (7)$$

dove:

$$E_p = \text{modulo elastico del cls} \quad (\text{FL}^{-2})$$

$$J_p = \text{momento d'inerzia del palo} \quad (\text{L}^4)$$

Introducendo la (7) nell'equazione (6) e trascurando i termini di ordine inferiore al primo si ottiene:

$$E_p \cdot J_p \cdot \frac{d^4 y}{d^4 x} - Q \cdot \frac{d^2 y}{d^2 x} - E_s \cdot y = 0 \quad (8)$$

La soluzione dell'equazione (8) è la deformata elastica del palo; considerata anche la non linearità di comportamento (moduli di reazione orizzontali E_s variabili in funzione del livello di sforzo) essa normalmente viene ottenuta con il metodo delle differenze finite.

Se Y_i è lo spostamento elastico del baricentro del concio i -esimo e h è l'altezza di ogni singolo concio si ha:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Y_{i+1} - Y_i}{n} \quad (9)$$

$$\frac{d^2 y}{d^2 x} = \left(\frac{Y_{i+1} - Y_i}{n} - \frac{Y_i - Y_{i-1}}{n} \right) \cdot \frac{1}{n} = \frac{Y_{i+1} - 2 \cdot Y_i + Y_{i-1}}{n^2} \quad (10)$$

$$\frac{d^2 M}{d^2 x} = -E_p \cdot J_p \cdot \frac{d^4 y}{d^4 x} = \frac{M_{i+1} - 2 \cdot M_i + M_{i-1}}{n^2} \quad (11)$$

Sostituendo le equazioni (10) e (11) nell'equazione (8), per gli n conci del palo e per un determinato valore di E_s secante si ottiene un sistema di n equazioni lineari in n incognite.

La soluzione di questo sistema è una linea spezzata che approssima la deformata elastica del palo.

La soluzione viene ricercata per successive iterazioni. Il modulo secante del terreno E_s assunto per il calcolo di primo tentativo è la pendenza iniziale della curva carichi-cedimenti laterali (curva p - y) del terreno. Una volta ricavato il valore degli spostamenti in ogni concio, il nuovo valore del modulo (E_s) viene ricalcolato entrando direttamente nelle curve p - y . Il

procedimento iterativo si interrompe quando si ottengono piccole differenze tra le deformate corrispondenti a due iterazioni successive.

Una volta calcolata la deformata, essendo note le condizioni al contorno e le reazioni offerte dal terreno, è possibile risalire all'andamento delle sollecitazioni flessionali e dei tagli lungo il fusto del palo.

Il calcolo è stato eseguito, secondo i criteri sopra illustrati, utilizzando il programma "LPILE FOR WINDOWS" v. 5 nell'ipotesi di palo incastrato in sommità.

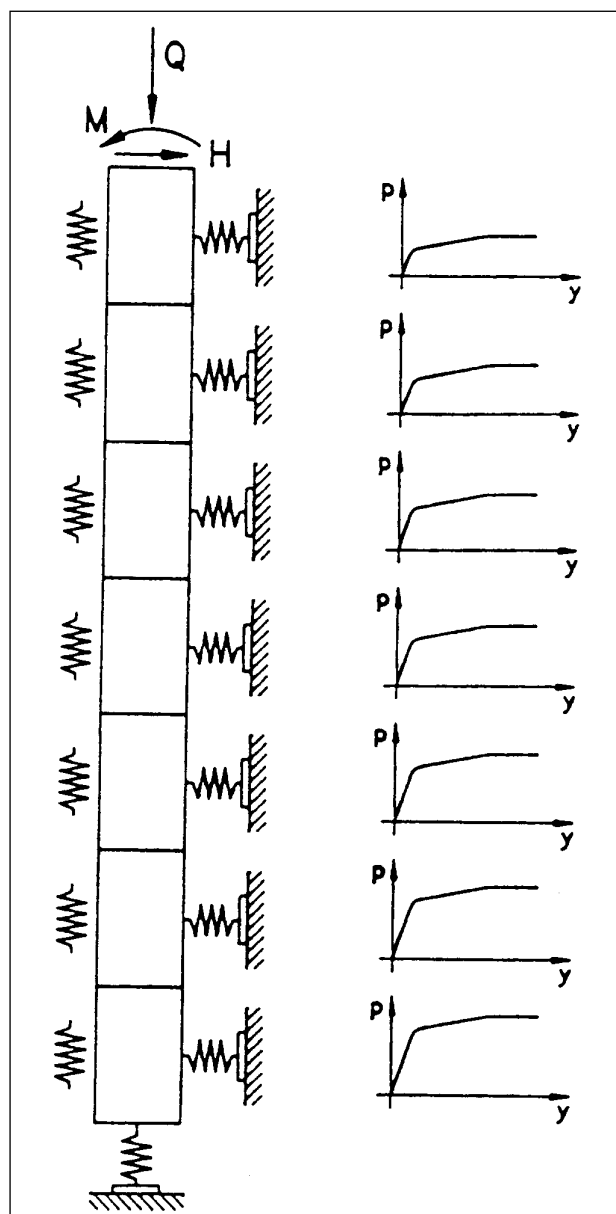


Figura 8-1: Modello per la valutazione dell'interazione palo-terreno

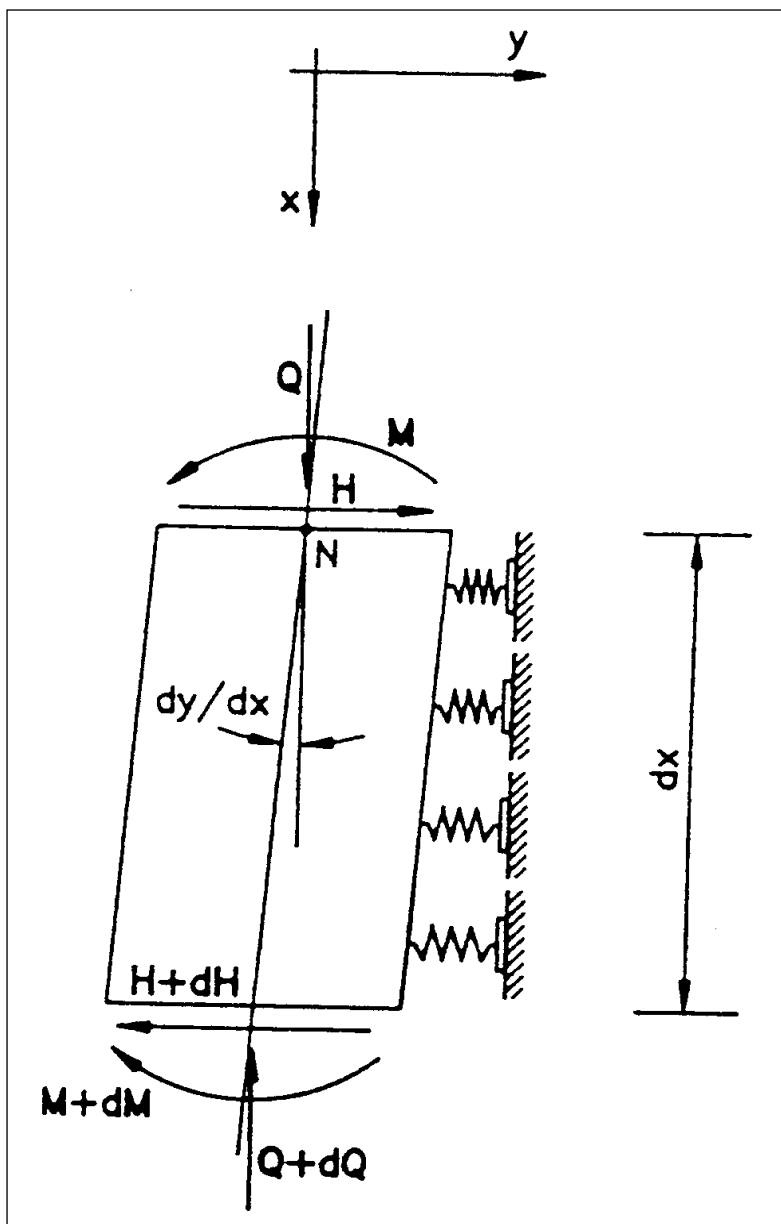


Figura 8-2: Sollecitazioni agenti nell'elemento del palo

9. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI E VERIFICHE

9.1 SLU

Con riferimento ai valori delle azioni di taglio agenti in sommità al palo riportati al capitolo 6 si riporta in Figura 9-1 l'andamento del momento flettente lungo il palo, in Figura 9-2 l'andamento del taglio e in Figura 9-3 quello della deformata del palo ottenuti dall'analisi mediante LPILE.

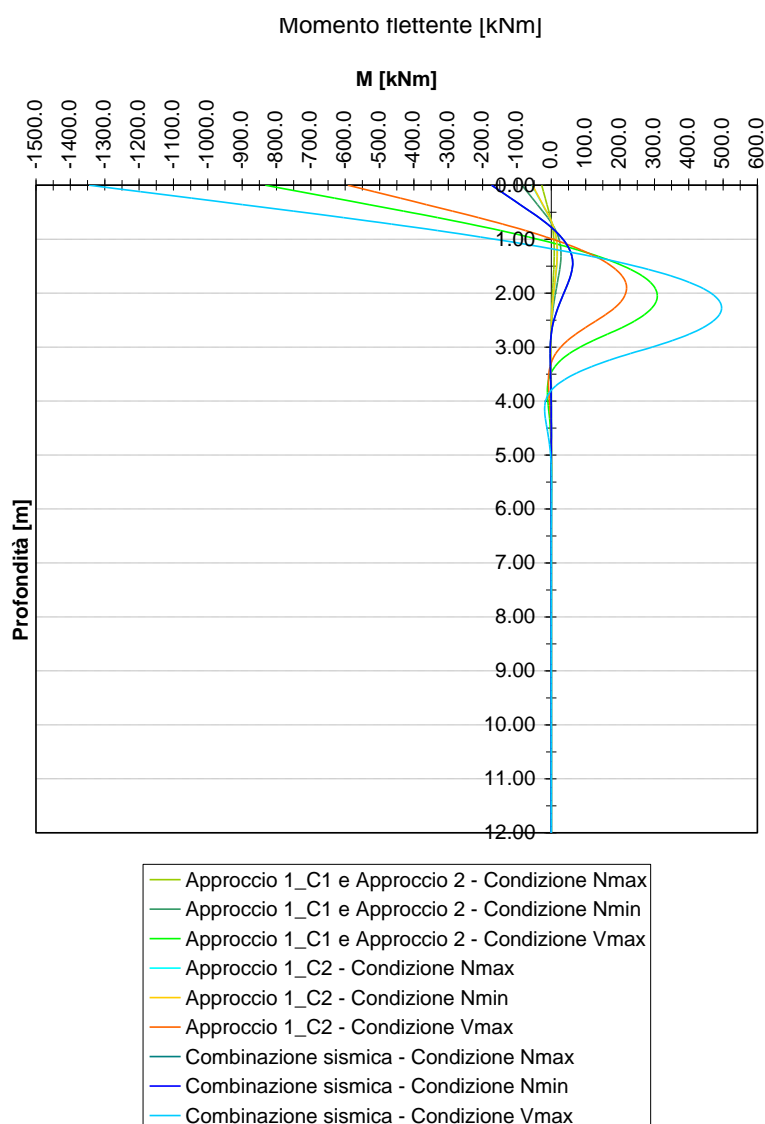


Figura 9-1: Andamento momento flettente lungo il palo – SLU.

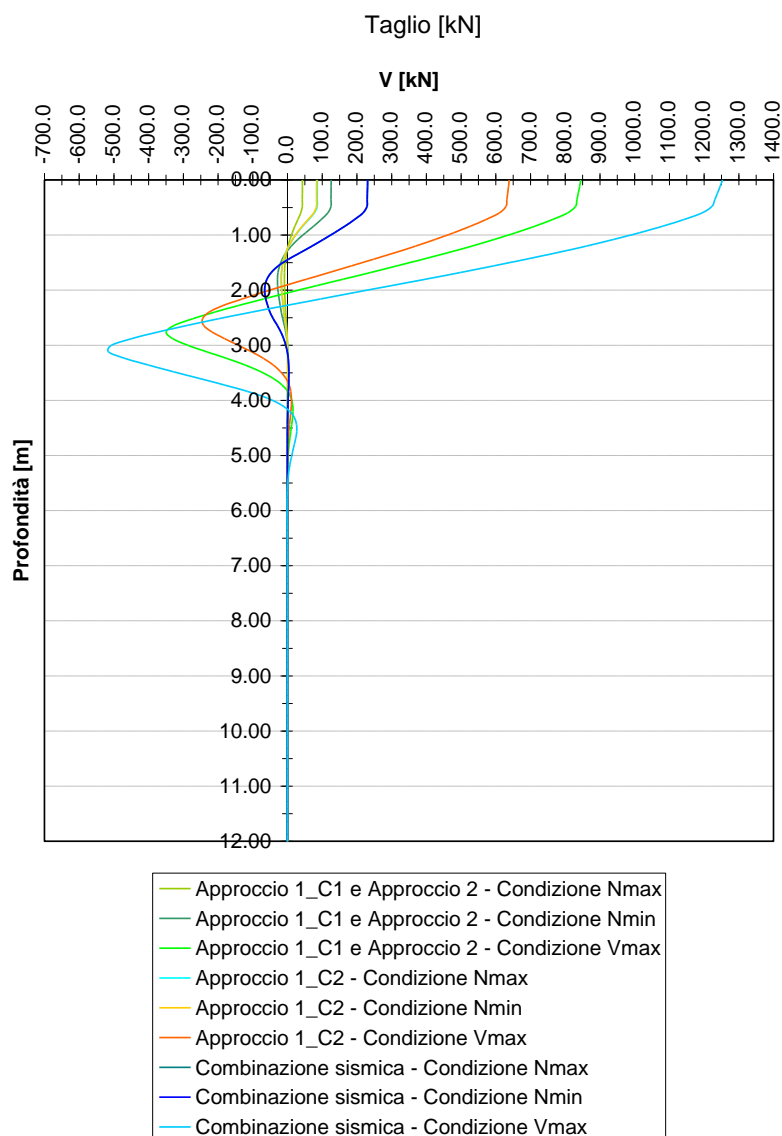


Figura 9-2: Andamento taglio lungo il palo – SLU.

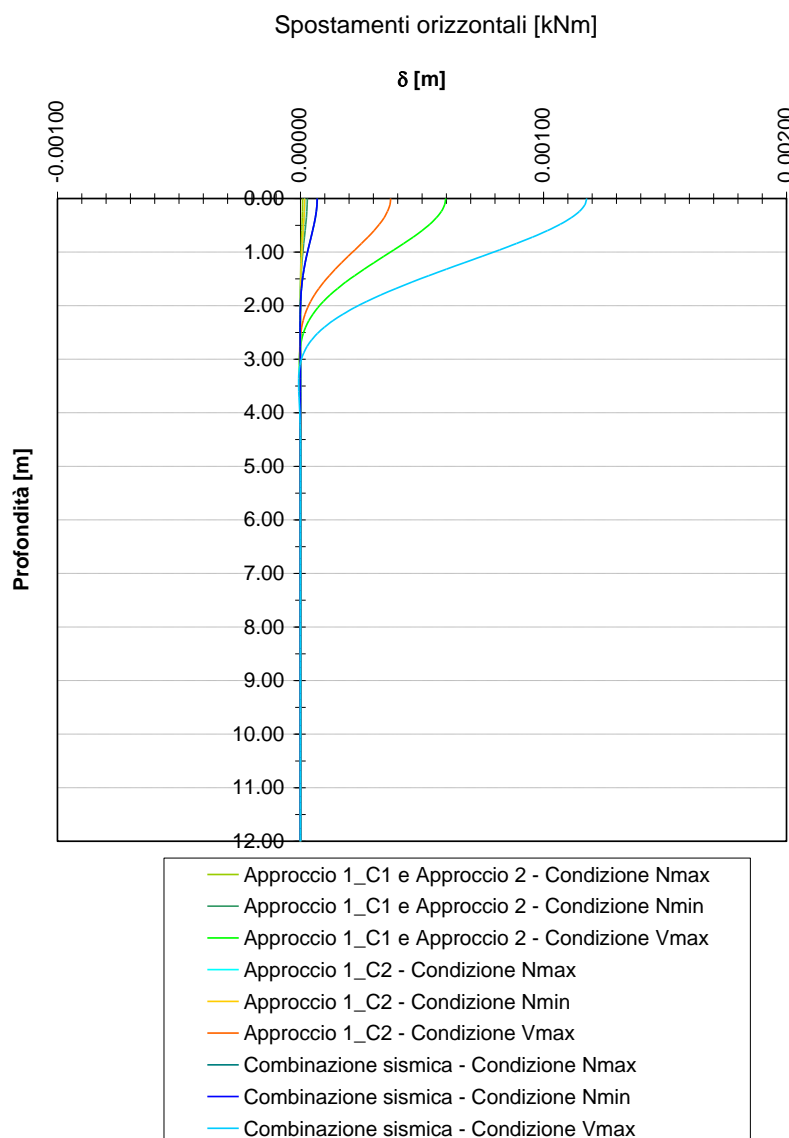


Figura 9-3: Andamento della deformata – SLU.

Per l'armatura del palo si è adottato il seguente schema:

- gabbia superiore di lunghezza complessiva 6.00m che prevede un doppio strato di armatura:
 - strato esterno $20\phi 26$ $L=600\text{cm}$;
 - strato interno $10\phi 26$ $L=400\text{cm}$.

Tra i due strati sono previsti degli anelli di irrigidimento $\phi 26$ con un passo di 200 cm che servono anche come distanziatori tra gli stessi. Sono previsti ulteriori anelli di irrigidimento anche all'interno del secondo strato di diametro $\phi 26$ con un passo di 200 cm alternati ai precedenti.

I ferri di tale gabbia entrano nella ciabatta di fondazione della galleria per 100cm.

È prevista una spirale esterna $\phi 12$ passo 5cm per i primi 150cm da intradosso fondazione, passo 10cm per i successivi 250cm e passo 20cm per il tratto rimanente.

- gabbia inferiore di lunghezza complessiva 8.00m sovrapposta alla precedente di 130 cm ($=50\phi 26$). Tale gabbia è costituita da un unico strato di armatura ovvero $20\phi 20$ $L=800\text{cm}$.

Sono previsti anelli di irrigidimento interni di diametro $\phi 26$ con un passo di 300 cm al massimo. È prevista una spirale esterna $\phi 12$ passo 20cm.

9.1.1 Verifiche a pressoflessione

Con riferimento all'armatura precedentemente descritta si sono verificate le sezioni di calcolo seguenti:

- sezione A-A di sommità del palo;
- sezione B-B posta a $z=2.20\text{m}$ dalla sommità del palo;
- sezione C-C posta a $z=4.35\text{m}$ dalla sommità del palo.

Si osserva che solo per le verifiche di resistenza delle sezioni si sono considerati positivi gli sforzi normali di compressione.

Si osserva che l'armatura del palo in corrispondenza delle sezioni di verifica maggiormente sollecitate è stata dimensionata in modo da evitare nelle combinazioni sismiche la formazione di una cerniera plastica ovvero limitando le tensioni nell'acciaio a $f_{yk}=391.3\text{MPa}$ e $f_{cd}=14.17\text{MPa}$.

9.1.1.1 Sezione A-A

Nella seguente Tabella 9-1 si riassumono i valori delle coppie N-M con cui sono state condotte le verifiche. La coppia più critica è stata plottata nel dominio di resistenza (con sforzi assiali di trazione a segno negativo). Armatura 20+10 $\phi 26$.

Tabella 9-1: Sollecitazioni allo SLU per le verifiche a Pressoflessione – Sezione A-A

	Approccio 1 (A1)				Approccio 2 (A2)		Sisma	
	Combinazione 1 (C1) A1-M1		Combinazione 2 (C2) A2-M1		A1-M1			
	N [kN]	M [kN]	N [kN]	M [kN]	N [kN]	M [kN]	N [kN]	M [kN]
Condizione 1 - N _{max}	5787	-27.91	4484	-56.178	5787	-27.91	6035	-173.81
Condizione 2 - N _{min}	1099	-85.581	742	-54.779	1099	-85.581	-1333	-173.56
Condizione 3 - V _{max}	1147	-832.59	740	-592.27	1147	-832.59	-1577	-1345.5

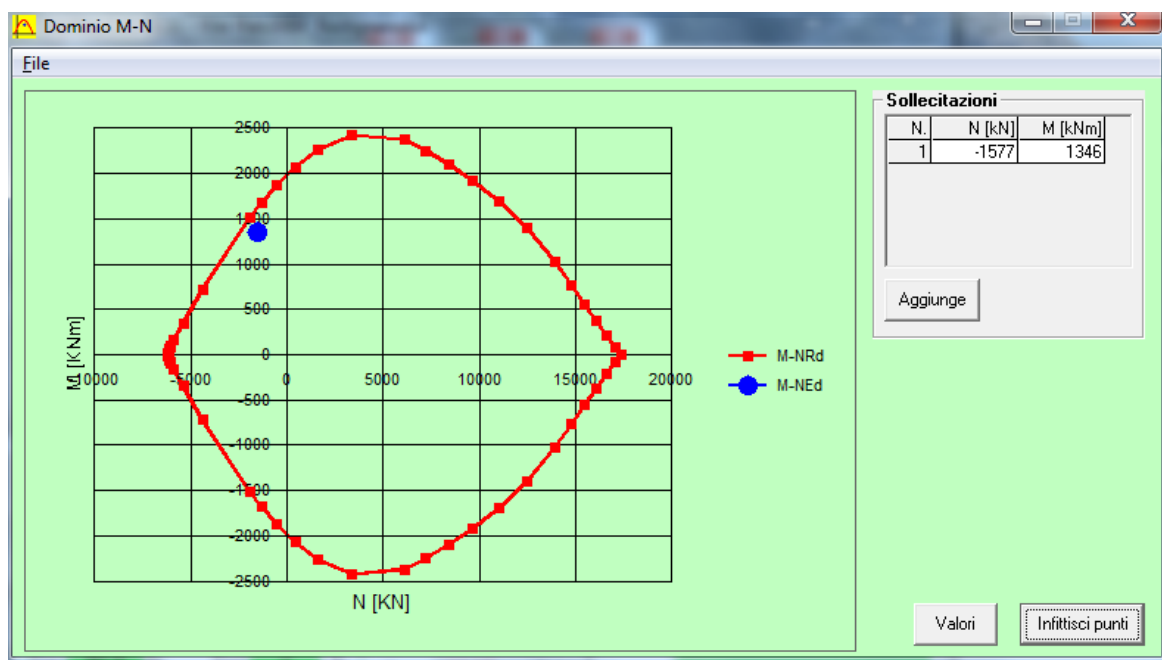


Figura 9-4: Dominio di resistenza della sezione A-A

9.1.1.2 Sezione B-B

Nella seguente Tabella 9-2 si riassumono i valori delle coppie N-M con cui sono state condotte le verifiche. La coppia più critica è stata plottata nel dominio di resistenza (con sforzi assiali di trazione a segno negativo). 20 ϕ 26.

Tabella 9-2: Sollecitazioni allo SLU per le verifiche a Pressoflessione – Sezione B-B

	Approccio 1 (A1)				Approccio 2 (A2)		Sisma	
	Combinazione 1 (C1) A1-M1		Combinazione 2 (C2) A2-M1		A1-M1			
	N [kN]	M [kN]	N [kN]	M [kN]	N [kN]	M [kN]	N [kN]	M [kN]
Condizione 1 - N _{max}	5830	2.30	4527	4.70	5830	2.30	6078	26.34
Condizione 2 - N _{min}	1142	8.17	785	4.57	1142	8.17	-1289	26.27
Condizione 3 - V _{max}	1190	304.91	783	202.36	1190	304.91	-1533	490.66

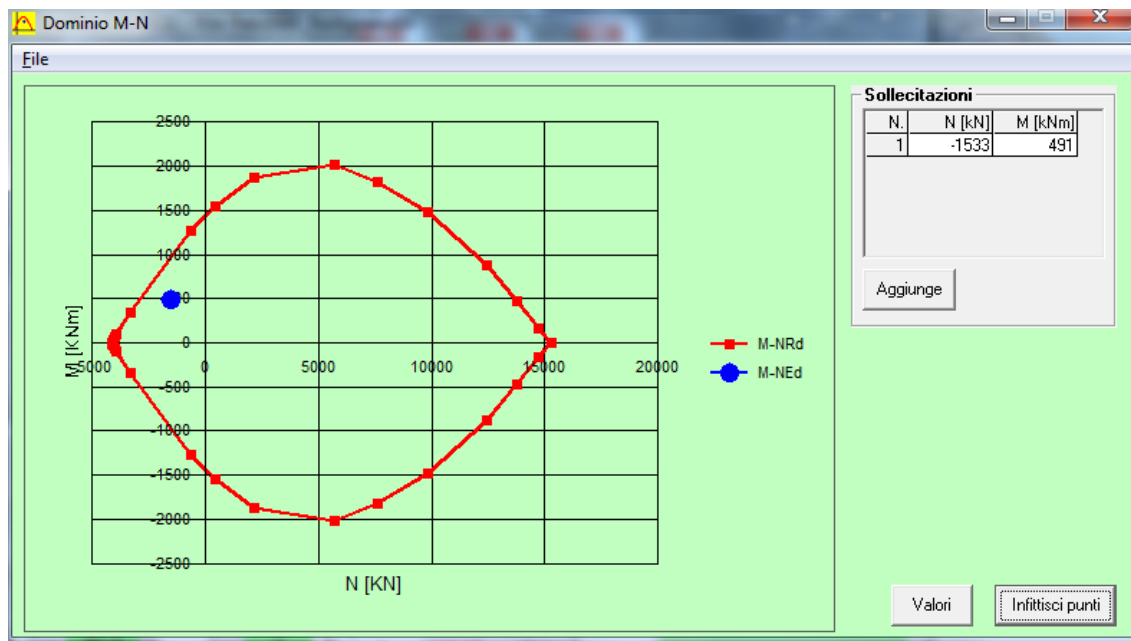


Figura 9-5: Dominio di resistenza della sezione B-B

9.1.1.3 Sezione C-C

Nella seguente Tabella 9-3 si riassumono i valori delle coppie N-M con cui sono state condotte le verifiche. La coppia più critica è stata plottata nel dominio di resistenza (con sforzi assiali di trazione a segno negativo). 20 ϕ 20.

Tabella 9-3: Sollecitazioni allo SLU per le verifiche a Pressoflessione – Sezione C-C

	Approccio 1 (A1)				Approccio 2 (A2)		Sisma	
	Combinazione 1 (C1) A1-M1		Combinazione 2 (C2) A2-M1		A1-M1			
	N [kN]	M [kN]	N [kN]	M [kN]	N [kN]	M [kN]	N [kN]	M [kN]
Condizione 1 - N _{max}	5872	0.02	4569	0.04	5872	0.02	6120	0.07
Condizione 2 - N _{min}	1184	0.05	827	0.04	1184	0.05	-1247	0.07
Condizione 3 - V _{max}	1232	-5.00	825	-1.93	1232	-5.00	-1491	-17.14

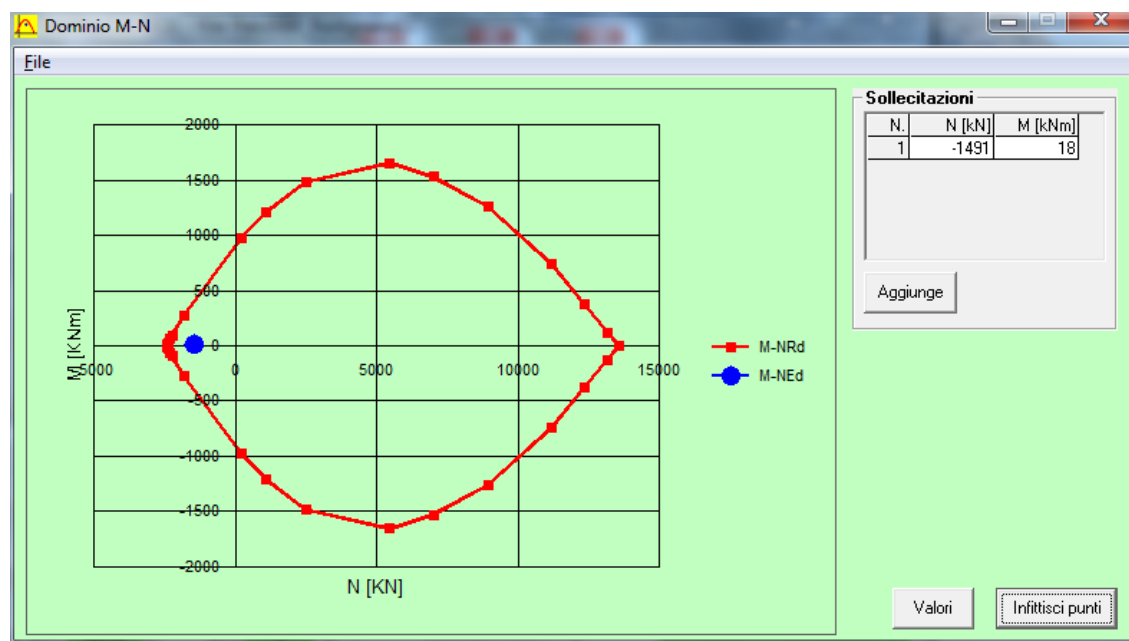


Figura 9-6: Dominio di resistenza della sezione C-C

9.1.2 Verifiche a taglio

Le verifiche a taglio sono state condotte assimilando la sezione circolare a una sezione rettangolare equivalente con le seguenti caratteristiche geometriche:

- $b_w = 0.60\text{m}$ corda passante per la barra più esterna;
- $d = r + \frac{2r}{\pi} = 0.50 + \frac{0.50 \cdot 2}{\pi} = 0.818\text{m}$ altezza utile della sezione (par 7.9.5.2.2 DM 14/01/2008).

Considerando:

- dalla sommità del palo a $z=1.50\text{m}$ da essa una spirale $\phi 12/5\text{cm}$ si ottiene $V_{rd}=1303.71\text{kN} > V_{max}=1253\text{kN}$;
- da $z=1.50\text{m}$ a $z=4.00\text{m}$ una spirale $\phi 12/10\text{cm}$ si ottiene $V_{rd}=651.83\text{kN} > V_{max}= 594.00\text{kN}$;
- da $z=4.00\text{m}$ a fine palo una spirale $\phi 12/20\text{cm}$ si ottiene $V_{rd}=325.93\text{kN} > V_{max}= 18.50\text{kN}$.

9.2 SLE

Con riferimento ai valori delle azioni di taglio agenti in sommità al palo riportati al capitolo 6 per gli SLE si riporta in Figura 9-7 l'andamento del momento flettente lungo il palo, in Figura 9-8 l'andamento del taglio e in Figura 9-9 quello della deformata del palo ottenuti dall'analisi mediante LPILE.

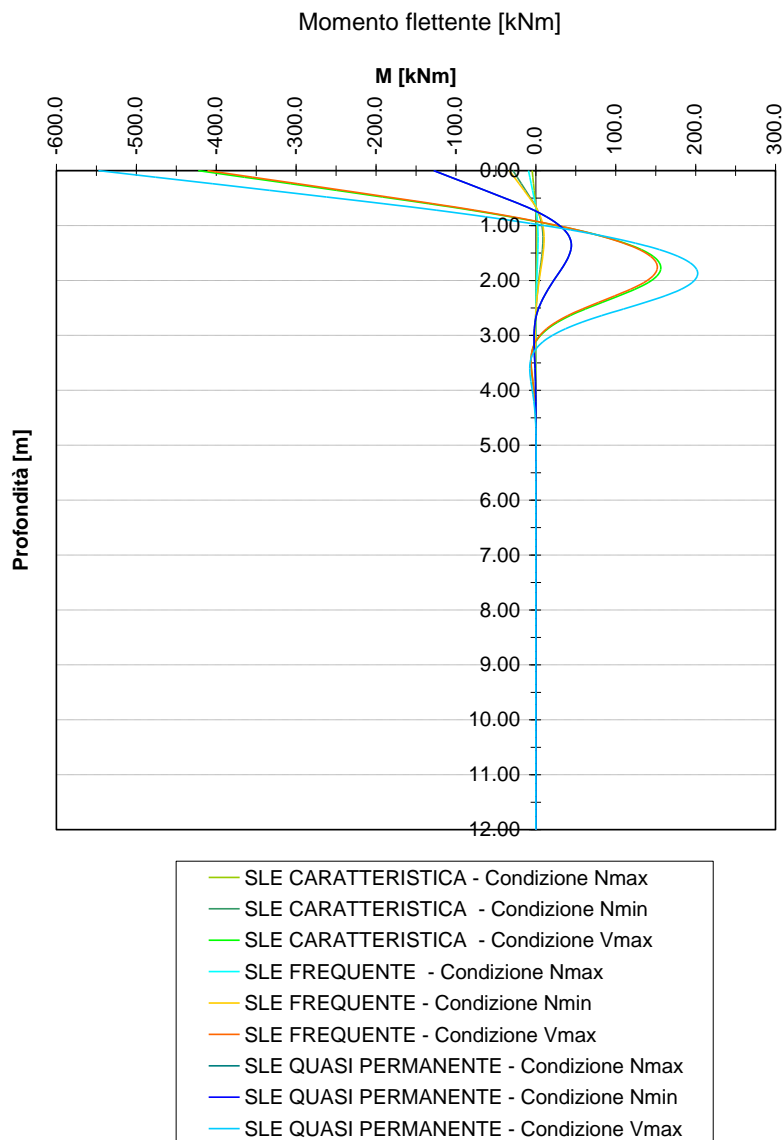


Figura 9-7: Andamento del momento flettente lungo il palo – SLE

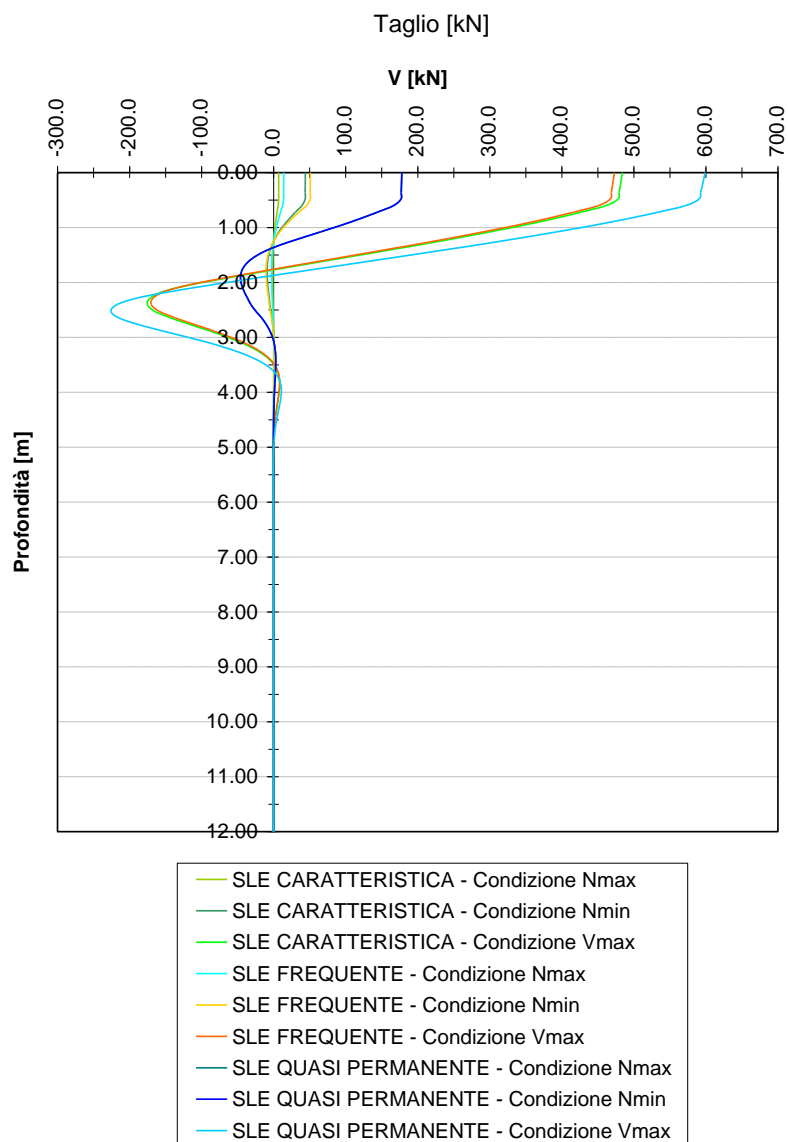


Figura 9-8: Andamento del taglio lungo il palo – SLE

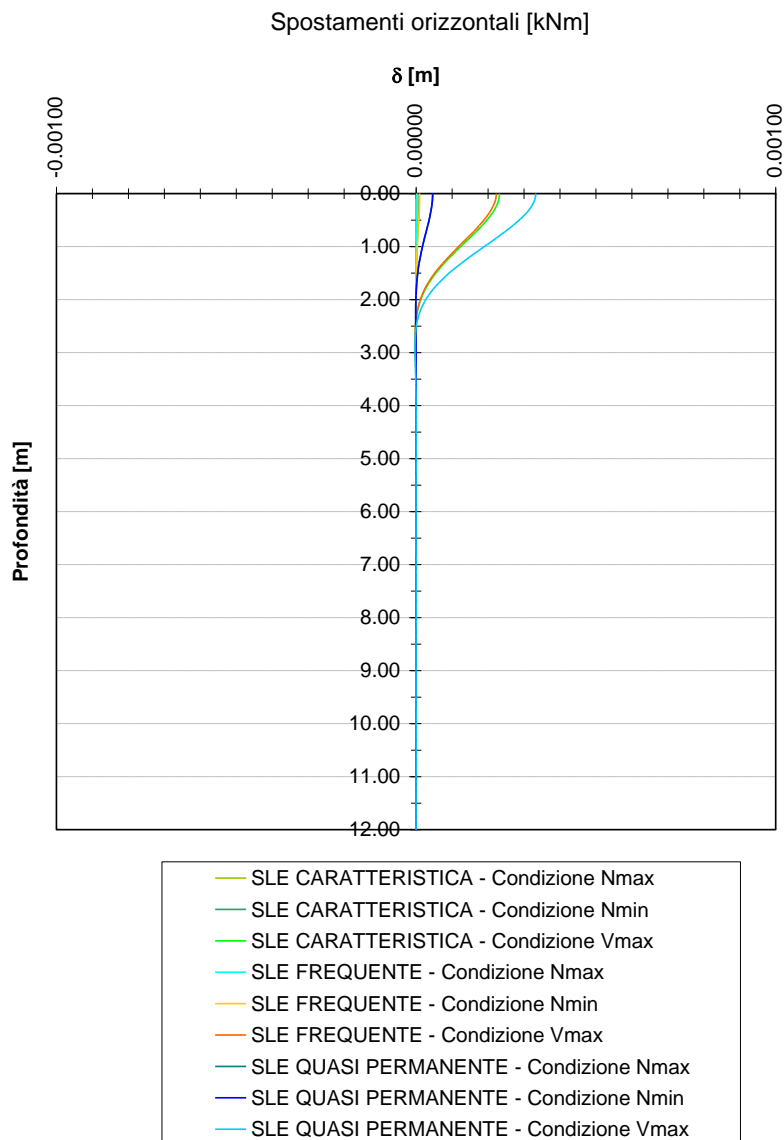


Figura 9-9: Andamento della deformata – SLE.

È stato condotto il calcolo delle tensioni per le medesime sezioni di verifica analizzate agli SLU. Si è ottenuto che le tensioni massime:

- nell'acciaio sono risultate pari a $\sigma_s = 156\text{MPa} < 0.80f_{yk} = 348\text{MPa}$;
- nel calcestruzzo sono risultate pari a $\sigma_c = 6.2\text{MPa} < 0.45f_{ck} = 11.25\text{MPa}$.

Considerando i bassi livelli tensionali a cui lavora l'armatura delle sezioni di verifica e la spaziatura delle barre stesse non si ritiene necessario eseguire le verifiche a fessurazione.