

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE CIVILI

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA – MANOPPELLO
LOTTO 2**

VI21 – Viadotto su fiume Pescara 1 e Autostrada – da pk 1+364.00 a pk 2+784.00
Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I A 9 7 0 0 R 0 9 C L V I 2 1 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	P. Luciani <i>P. Luciani</i>	Agosto 2021	A. Ferri <i>A. Ferri</i>	Agosto 2021	T. Paoletti	Agosto 2021	A. Vittozzi Agosto 2021

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Airgole Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783

File: IA9700R09CLVI2100002A.doc.doc

n. Elab.: 14-20

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	6
3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	8
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	10
4.1	VITA NOMINALE	10
4.2	CLASSE D'USO	12
4.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	13
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
5.1	CALCESTRUZZO PER STRUTTURE IN FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	14
5.2	ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA	16
5.3	COPRIFERRO	18
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	21
6.1	DESCRIZIONE UNITÀ GEOTECNICHE	21
6.2	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO – LOTTO 2.....	22
6.3	STRATIGRAFIA.....	23
7	ANALISI DEI CARICHI	24
7.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	24
7.2	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	24
7.3	AZIONE DEL VENTO SULLA PILA Q ₆	24
7.4	AZIONI SISMICHE Q ₇	25
	7.4.1 Spettri di risposta elastici	32
	7.4.2 Spettri di risposta di progetto	34
	7.4.3 Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse	38
7.5	VARIAZIONI TERMICHE ε ₃	38
8	MODELLAZIONE STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO.....	39
8.1	COMBINAZIONI DI CARICO.....	39
8.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE	43

9	VERIFICHE	45
9.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	46
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI PILA.....	52
9.2.1	<i>Verifiche a pressoflessione alla base</i>	<i>52</i>
9.2.2	<i>Verifiche a taglio alla base</i>	<i>55</i>
9.3	VERIFICHE DELLA FONDAZIONE	64
9.3.1	<i>SOLLECITAZIONI AGENTI</i>	<i>65</i>
9.3.2	<i>VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE.....</i>	<i>67</i>
10	VERIFICA OPERE PROVVISORIALI.....	82
10.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	82
10.2	MODELLAZIONE NUMERICA.....	83
10.2.1	<i>Programmi per l'analisi automatica.....</i>	<i>83</i>
10.2.2	<i>Modello di calcolo</i>	<i>83</i>
10.3	ANALISI DEI CARICHI.....	85
10.3.1	<i>Peso Proprio</i>	<i>85</i>
10.3.2	<i>Spinta statica delle terre</i>	<i>85</i>
10.3.3	<i>Spinta statica dell'acqua</i>	<i>87</i>
10.3.4	<i>Spinta da sovraccarico accidentale</i>	<i>87</i>
10.3.5	<i>Azione sismica</i>	<i>87</i>
10.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	88
10.5	ANALISI DEI RISULTATI	90
10.5.1	<i>Analisi delle sollecitazioni</i>	<i>90</i>
10.5.2	<i>Analisi degli spostamenti</i>	<i>93</i>
10.6	VERIFICHE	94
10.6.1	<i>Verifiche di stabilità globale</i>	<i>94</i>
10.6.2	<i>Verifiche geotecniche.....</i>	<i>95</i>

10.6.3 Verifiche strutturali95

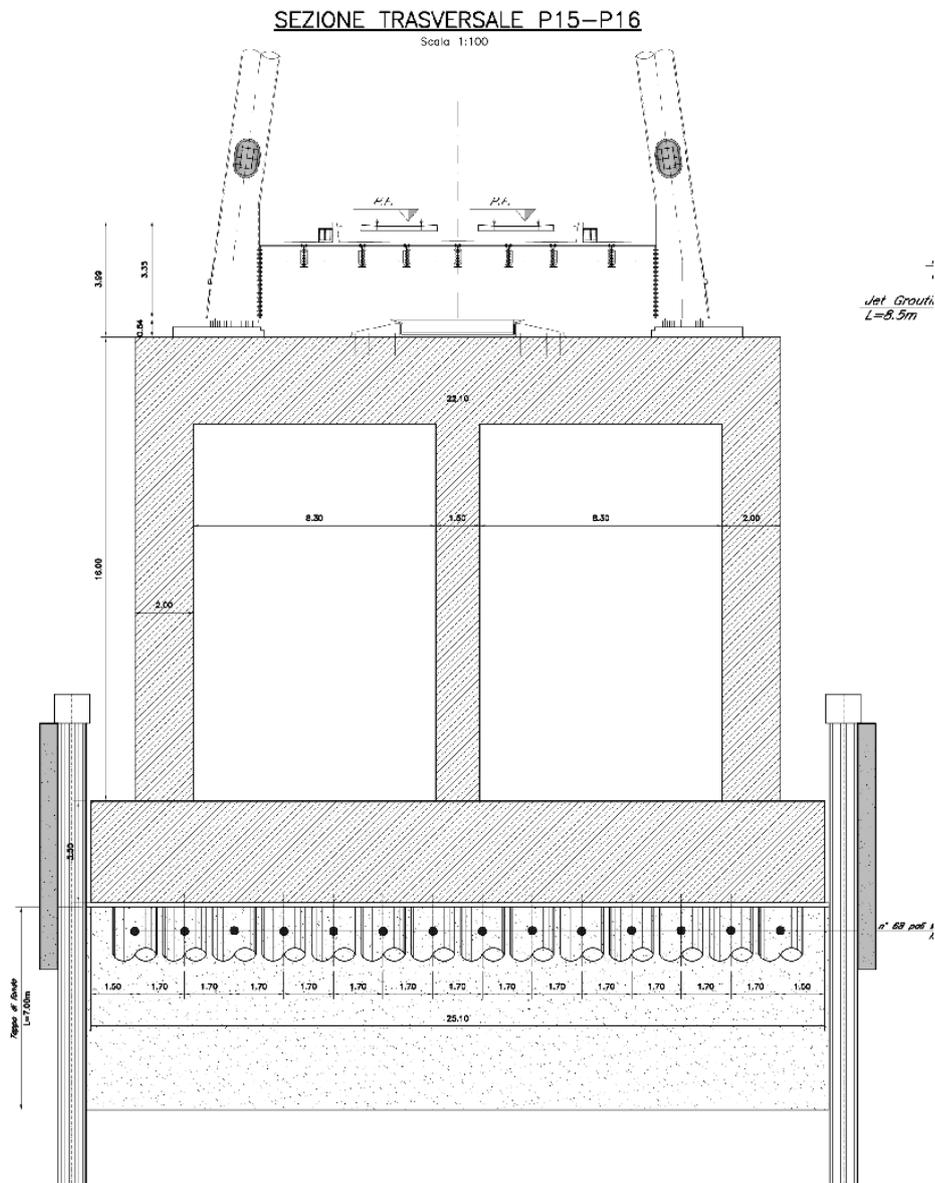
1 **PREMESSA**

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali della pila di sostegno dell'impalcato ad arco da 120m e dell'impalcato reticolare tipologico di luce L=60m, nell'ambito del progetto di prefattibilità tecnico-economica della velocizzazione della linea Roma-Pescara, raddoppio della linea, Lotto 2.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, “Norme Tecniche per le Costruzioni”- DM 14.1.2018 e relativa Circolare “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

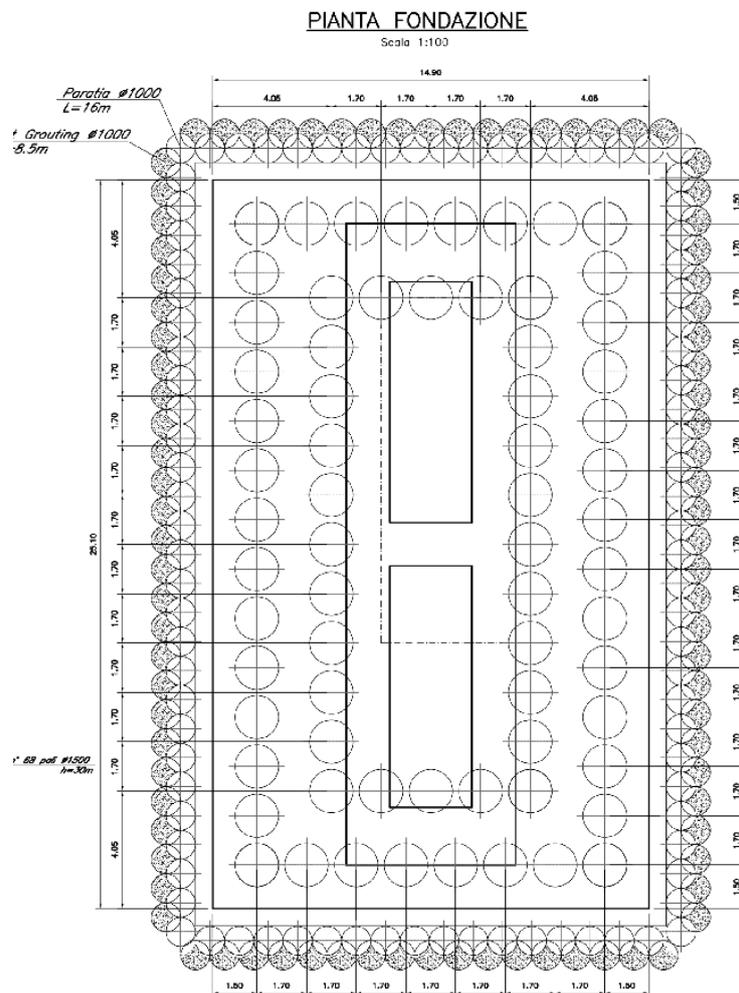
La tipologia di pila in esame prevede una sezione rettangolare cava bicellulare.



L'altezza di calcolo delle pile tipo in oggetto è assunta pari a 15,7m.

Il sistema di fondazione previsto è del tipo indiretto, con pozzo di profondità 25m su plinto di spessore pari a 3.00m e pianta rettangolare 14,9x25,1m, su n.68 pali di diametro D=1500mm.

Lo scavo è protetto con paratia di pali D=1000mm e lunghezza 16m e colonne di Jet-grouting D=1000mm e lunghezza 8.5m a intasare e tappo di fondo.



Gli impalcati afferenti a questa tipologia sono da un lato il ponte ad arco da 120m e dall'altra impalcato a struttura reticolare di luce 60m.

Si riportano nel seguito le verifiche di predimensionamento.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA – MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)	COMMESSA IA97	LOTTO 00 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI2100 002	REV. A

3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

L'analisi delle opere e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le vigenti disposizioni legislative e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- **RFI DTC SI PS MA IFS 001 E – Dicembre 2020:** *Manuale di progettazione delle Opere Civili - Emissione per applicazione*
- **RFI DTC SI PS SP IFS 001 E – Dicembre 2020:** *Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio - Emissione per applicazione;*
- **D.M. del 17 gennaio 2018:** *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;*
- **C.M. 21/01/2019 n.7:** *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018;*
- **Legge 05/01/1971 n°1086:** *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;*
- **Legge 02/02/1974 n°64:** *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;*

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

- **UNI EN 1990: 2006:** *Eurocodice 0: Criteri generali di progettazione strutturale;*
- **UNI EN 1991-1-1:2004:** *Eurocodice 1 –Azioni in generale– Parte 1-1: Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili;*
- **UNI EN 1991-1-4:2005:** *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;*
- **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 1992-2:2006:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;*

- **UNI EN 1993-1-1:2005:** Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- **UNI EN 1993-2:2007:** Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- **UNI EN 1997-1: 2005:** Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- **UNI EN 1998-1:2005:** Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- **UNI EN 1998-2:2006:** Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- **UNI EN 1998-5:2005:** Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- **STI 2014 – REGOLAMENTO UE N.1299/2014** della commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- **UNI EN 206-1-2016** - Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- **UNI 11104/2016** - Calcestruzzo Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1.

4 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

4.1 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. Facendo riferimento al punto 2.5.1.1.1 di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** la vita nominale V_N delle infrastrutture ferroviarie in esame è definita in Tab. 1 (riquadro rosso):

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V \geq 250$ km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 1 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

In particolare, visto che la linea ferroviaria Roma – Pescara non rientra nell'elenco delle linee e tratte ferroviarie facenti parte del sistema "Sistema di grande viabilità ferroviaria" ai sensi dell'OPCM N°3274 del 2003 (cfr. Allegato 5 della parte II – Sezione 2 del MdP RFI **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) e presenta delle velocità di progetto inferiori ai 250 km/h, l'opera in oggetto avrà una vita nominale V_N pari a 75 anni.

Nel caso specifico, questa campata supera l'autostrada. E' pertanto necessario che le prestazioni dell'opera si adeguino al livello richiesto dall'infrastruttura.

Facendo riferimento al punto 2.4.1 del DM2018, la vita nominale dell'opera è quella per "Costruzioni con livelli di prestazioni elevate", pari dunque a 100 anni.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

4.2 Classe d'uso

La norma **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e, quindi delle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso c_U .

Facendo riferimento al punto 2.5.1.1.2 di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 2:

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso ⁽¹⁾	Coefficiente d'uso [CU] ⁽¹⁾
FABBRICATI APPARTAMENTI ALL'ELENCO A AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	IV	2,0
GRANDI STAZIONI	IV	2,0
FABBRICATI APPARTAMENTI ALL'ELENCO B AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	III	1,5
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA ⁽²⁾	III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE, FABBRICATI NON RIENTRATI NELLE CLASSI D'USO III E IV	II	1,0

⁽¹⁾ Qualora una costruzione sia interferente con un'altra infrastruttura di cui all'elenco A del DPCM 3685 del 2003 o all'elenco B del DPCM 3685 del 2003 dovrà essere presa in conto la più alta tra la classe d'uso assegnata alla costruzione attraverso la presente tabella e quella dell'infrastruttura con cui si realizza l'interferenza.

⁽²⁾ Ricadono in classe d'uso IV le opere d'arte nuove ricadenti nelle tratte di nodo di collegamento delle grandi stazioni con il sistema di grande viabilità ferroviaria.

Tab. 2 – Tabella della Classe d'uso e del coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

La linea ferroviaria Roma –Pescara non rientra nell'elenco delle linee e tratte ferroviarie facenti parte del sistema "Sistema di grande viabilità ferroviaria" ai sensi dell'OPCM N°3274 del 2003 (cfr. Allegato 5 di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) né nelle tratte di nodo di collegamento delle grandi stazioni con sistema di grande viabilità ferroviaria. Inoltre, l'opera oggetto della presente relazione non appartiene all'elenco A e B ai sensi del DPMC N°3685 del 2003. Sulla

base di quanto detto la classe d'uso a cui far riferimento sarà la classe II, a cui corrisponde un coefficiente d'uso c_U pari a 1.

Nel caso specifico, questa campata supera l'autostrada. E' pertanto necessario che le prestazioni dell'opera si adeguino al livello richiesto dall'infrastruttura.

Facendo riferimento al punto 2.4.2 del DM2018, la classe d'uso attribuita a quest'opera è la IV, per la quale è necessari considerare un coefficiente d'uso c_U pari a 2.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento V_R da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a $V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2,0 = 200$ anni.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Calcestruzzo per strutture in fondazione ed elevazione

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali: (Tab. 3 e Tab. 4):

Descrizione	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
Classe di resistenza	C12/15	C30/37	C25/30
Classe di esposizione	X0	XC3	XC2
Condizioni ambientali	-	ordinarie	ordinarie
Rapporto acqua/cemento	-	0,55	0,60
Diametro massimo inerti	-	25 mm	32 mm
Tipo di cemento	I, II, III, IV, V	III, IV, V	III, IV, V
Contenuto min. cemento	-	280 kg/mc	280 kg/mc
Classe minima di consistenza	-	S4	S4

Tab. 3 – Tabella caratteristiche dei calcestruzzo delle strutture

Parametri	UM	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
R_{ck}	(N/mm ²)	15	37	30
f_{ck}	(N/mm ²)	12	30	25
f_{cm}	(N/mm ²)	-	36	33
α_{cc}	(-)	-	0,85	0,85
γ_c	(-)	-	1,50	1,50
f_{cd}	(N/mm ²)	-	17,40	14,17
f_{ctm}	(N/mm ²)	-	2,90	2,56

Parametri	UM	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
f_{ctk}	(N/mm ²)	-	2,03	1,79
f_{ctd}	(N/mm ²)	-	1,35	1.19
E_c	(N/mm ²)	-	32837	31476
$0.55 \cdot f_{ck}$ (rara)	(N/mm ²)	-	16,89	12,28
$0.40 \cdot f_{ck}$ (QP)	(N/mm ²)	-	13,70	9,96

Tab. 4 – Tabella caratteristiche parametri operativi dei calcestruzzi delle strutture

dove:

R_{ck} = Resistenza cubica caratteristica a compressione

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm²) = Resistenza cilindrica media a compressione

α_{cc} = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: α_{cc} (t > 28gg) = 0.85

$\gamma_c = 1.5$; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%. $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$ = Resistenza di

calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ [per classi \leq C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a trazione

$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza media a trazione per flessione

$f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$ = Modulo Elastico

- Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

- Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (NTC2018 – 11.2.10.5).

- Tensione di compressione limite nel calcestruzzo:

I valori limite per le tensioni di compressione nel calcestruzzo sono stati definiti in accordo con il punto 2.5.1.8.3.2.1 di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Non si tiene in considerazione della riduzione del 30% dei valori poiché gli spessori delle opere d'arte in oggetto hanno spessori maggiori di 5 cm.

5.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018 (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a trazione – compressione:

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica di rottura}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica a snervamento}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza di calcolo}$$

dove:

$$\gamma_s = 1.15 = \text{Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.}$$

Rapporto: $1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$ (frattile 10%)

Rapporto: $(f_y/f_{y,nom})_k < 1.25$ (frattile 10%)

Allungamento: $(A_{gt})_k > 7.5\%$ (frattile 10%)

- Modulo Elastico:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione limite di trazione nell'acciaio in combinazione rara (§2.5.1.8.3.2.1 di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**):

$$0,75 \cdot f_{yk} = 337.50 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

Parametri	UM	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
f_{bk}	(N/mm ²)	4,36	4,36
f_{bd}	(N/mm ²)	2,90	2,90

Tab. 5 – Tabella caratteristiche meccaniche acciaio ordinario per strutture in calcestruzzo armato

dove:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = \text{Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo}$$

$\eta = 1.0$ – per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm;

$\gamma_c = 1.5$ – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

5.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21.2.2019 (Tab. 6), riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC (Tab. 7).

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab. 6 – Tabella C4.1.IV della Circolare applicativa delle NTC del 21.02.2019

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Tab. 7 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

I valori della Tab. 6 si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I delle NTC (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm. A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Al punto 2.5.2.2.3.2 del MdP RFI (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) vengono forniti i valori minimi del copriferro da adottare per i diversi elementi strutturali riportati in Tab. 5. Nei casi in cui le condizioni ambientali per l'opera in progetto siano aggressive e molto aggressive ai sensi della Tab.4.1.III del DM 17.01.2018 (Tab. 7), il copriferro minimo indicato Tab. 8 va aumentato rispettivamente di 10 mm e di 20 mm (ad eccezione dei pali).

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	40mm
Solette estradosso	35mm
Solette intradosso (getto in opera)	35mm
Impalcato armatura ordinaria	40mm
Impalcato in C.A.P. - cavi pre-tesi	Max ($3\Phi_{TR}$; 50mm)
Impalcato in C.A.P. cavi post-tesi	Max (Φ_G ; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	Max (Φ_{inf} ; 20mm)

Tabella 2.5.2.2.3.2.-1

Con:

Φ_{TR} = diametro esterno filo, treccia o trefolo;

Φ_G = diametro esterno guaina;

Φ_{IN} = diametro armatura inferiore delle lastre.

Tab. 8 – Tabella copriferri minimi del Manuale di Progettazione RFI

Il valore del copriferro di progetto da adottare per le opere d'arte in progetto sarà dato dal maggiore tra il valore desunto dalle prescrizioni delle NTC (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) e da quanto previsto dal MdP e Capitolato opere civili RFI (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Si riportano i valori minimi del copriferro di progetto per le opere d'arte in oggetto della presente relazione secondo il punto 4.1.6.1.3 di NTC (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e**

secondo il punto 2.5.2.2.3.2 del MdP (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) sulla base dei quali viene scelto il valore più conservativo ai fini della durabilità del calcestruzzo.

Opera d'arte	Ambiente	Copriferro minimo secondo Tab. C4.1.IV (mm)	Maggioraz. Copriferro per classe di resistenza $C < C_{min}$ (mm)	Tolleranza di posa (mm)	Riduzione per produzioni in controllo qualità (mm)	Maggioraz. Copriferro per $V_N > 50$ anni (mm)	Copriferro minimo di progetto (mm)
Struttura in elevazione	Ordinario	25	0	10	0	0	35
Fondazioni	Ordinario	25	0	10	0	0	35

Tab. 9 – Tabella copriferri minimi secondo le NTC 2018

Opera d'arte	Ambiente	Copriferro minimo (mm)	Maggiorazione in funzione classe ambientale (mm)	Copriferro minimo di progetto (mm)
Struttura in elevazione	Ordinario	25	0	35
Fondazioni	Ordinario	25	0	35

Tab. 10 – Tabella copriferri minimi secondo MdP RFI

In definitiva si prescrive che in fondazione e in elevazione il copriferro netto di progetto non deve essere inferiore a **40mm**.

Per i pali di fondazione il copriferro netto di progetto non deve essere inferiore a **60mm**.

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

6.1 Descrizione unità geotecniche

Con riferimento alle indicazioni contenute nella relazione geotecnica relativa al Lotto 2, riiepilogano nel seguito le unità geotecniche individuate.

L'orizzonte stratigrafico è stato suddiviso in strati la cui successione individuata a partire da piano campagna e riportata in Tabella T3, rappresenta un riferimento spesso variabile nell'area in oggetto. Le unità geotecniche così individuate sono alla base della definizione dei profili geotecnici di dettaglio.

Unità geotecnica	Materiale	Descrizione materiale
LSA	L(A,S); L(S,A)	Limi sabbiosi e Limi argilloso-sabbiosi
AL	L(A); L,A	Limo argilloso o Limo e Argilla
SL	S(A,L), S(L,G)	Sabbia limoso argillosa a tratti ghiaiosa
G,S	G(S,L); G,S	Ghiaia sabbioso-limosa e Ghiaia con sabbia
AM	A(L); A(L,M)	Argilla limosa e Argilla limoso-marnosa

Tab. 11 – Successione stratigrafica di riferimento

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA – MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)	COMMESSA IA97	LOTTO 00 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI2100 002	REV. A

6.2 Parametri geotecnici di progetto – Lotto 2

Unità	Materiale	Parametri di resistenza								Parametri di deformabilità elastici					
		γ	k_0	OCR	φ'_p	φ'_{cv}	φ'_r	c'	c_u	G_o	E_o	E_{op1}	E_{op2}	E_u	ν'
[-]	[-]	[kN/m ³]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
LSA	L(A,S); L(S,A)	19.0	0.50	1÷2	26.00	-	21.00	5.00	30.00	80.00	200.00	20.00	10.00	12.00	0.30
AL ⁽¹⁾	L(A); L,A	19.5	0.54	1÷2	27.00	-	22.00	10.00	80.00 120.00	150.00	400.00	40.00 60.00	20.00 30.00	30.00 50.00	0.30
SL ⁽²⁾	S(A,L), S(L,G)	19.5 20.0	0.50	1÷2	27.00 38.00	25.00 35.00	-	-	-	115.00 160.00	300.00 420.00	25.00 35.00	15.00 25.00	-	0.25
G,S ⁽³⁾	G(S,L); G,S	22.0	0.35	1.00	40.00	35.00	-	-	-	300.00 400.00	750.00 1000.00	100.00 150.00	60.00 100.00	-	0.25
AM	A(L); A(L,M)	20.5	0.52	1.00	28.00	-	-	32.00	300.00	450.00	1200.00	140.00	90.00	120.00	0.30
COL ⁽⁴⁾	L(A,S); L(S,A)	19.0	0.50	1.00	25.00	-	21.00	-	10.00	-	-	5.00	2.50	4.00	0.3

Tab. 12 – Parametri geotecnici di progetto

NOTE

- (1) I valori più elevati dei parametri di deformabilità e della resistenza al taglio non drenata c_u dell'unità AL, presenti nella riga in basso, sono da adottare per profondità superiori a 10m dal p.c.
- (2) I valori più elevati dei parametri di resistenza e di deformabilità dell'unità SL, presenti nella riga in basso, sono da adottare in corrispondenza del tratto compreso tra la pk 5+500 e la pk 6+000 (rif. Sondaggi S7 e S6bis) a partire da circa 10m di profondità dal p.c..
- (3) I valori più elevati dei parametri di resistenza e deformabilità dell'unità G,S, presenti nella riga in basso, sono da adottare per profondità superiori a 15m dal p.c.. L'intervallo di valori, costituito dalla prima e seconda riga, può essere utilizzato per caratterizzare i primi 15m ipotizzando un aumento lineare dei parametri in funzione della profondità.
I valori dell'angolo di resistenza al taglio residuo sono da utilizzare nelle verifiche di stabilità dei rilevati e dei versanti.

Unità	Materiale	Parametri di deformabilità e di permeabilità			
		Cc	Cr=Cs	c _v	kv
[-]	[-]	[-]	[-]	[m ² /s]	[m/s]
LSA	L(A,S); L(S,A)	0.1980	0.0213	6.80E-08	5x10 ⁻⁷
AL	L(A); L,A	0.2160	0.0288	4.80E-08	1x10 ⁻⁸
SL	S(A,L), S(L,G)	0.1700	0.0244	1.00E-07	1x10 ⁻⁶
G,S	G(S,L); G,S	-	-	-	4x10 ⁻⁵
AM	A(L); A(L,M)	0.1586	0.0385	6.50E-08	1x10 ⁻⁹
COL	L(A,S); L(S,A)	0.1980	0.0213	6.80E-08	5x10 ⁻⁷

Tab. 13 – Parametri geotecnici di progetto

6.3 Stratigrafia

Si riportano gli spessori e le caratteristiche del terreno caratterizzato al di sotto dell'opera in oggetto, o comunque della condizione peggiore per tutte le opere analoghe dello stesso viadotto.

L'opera in esame presenta la seguente stratigrafia:

Profondità da p.c. [m]	Unità geotecnica
Da 0.0 a 2.0	Coltre
Da 2.0 a 21.0	Unità G,S
Da 21.0 a 40.0	Unità AM

Tab. 14 – Stratigrafia utilizzata per il calcolo della capacità portante delle fondazioni

7 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi gravanti sulla pila è stata effettuata considerando le azioni provenienti dagli impalcati e le azioni direttamente applicate alla pila.

I carichi trasmessi dagli impalcati sono relativi alle condizioni di carico elementari, opportunamente combinate secondo le vigenti normative, analizzate nel dettaglio nelle rispettive relazioni di calcolo degli impalcati tipo che afferiscono alla pila in esame.

Si riportano di seguito la sintesi delle azioni provenienti dagli impalcati e l'analisi dei carichi elementari che interessano direttamente la pila.

7.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

Le pile del viadotto ferroviario presentano altezze differenti ma medesima sezione, a meno delle barre d'armatura. Pertanto, assumendo un peso del calcestruzzo per unità di volume $\gamma_{dis}=25 \text{ kN/m}^3$, si calcola il peso proprio della pila applicato al modello. Stesso criterio è applicato per il peso dei plinti.

7.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Per la sintesi degli scarichi espletati dagli appoggi d'impalcato sulla pila, relativamente ai due lati, fisso e mobile, per ciascuna delle condizioni di carico elementari analizzate, si faccia riferimento al capitolo relativo alle sollecitazioni e alle verifiche della pila, presentato nell'analisi dei risultati.

7.3 Azione del vento sulla pila q_6

Si riporta di seguito il calcolo dell'azione del vento sul fusto della pila in direzione trasversale e longitudinale rispetto all'asse del viadotto. La sezione della pila è assimilata, per questo calcolo, a un rettangolo di dimensioni $B_L \times B_T$.

Si assume cautelativamente una pressione di progetto pari a $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Risulta pertanto sui due lati del fusto della pila:

$q_{T,vento} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times B_L$ - Carico unitario in direzione trasversale all'asse del viadotto

$q_{L,vento} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times B_T$ - Carico unitario in direzione parallela all'asse del viadotto

7.4 Azioni sismiche q_T

Nel presente paragrafo si riportano la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del NTC 2018. L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare, nel NTC 2018, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T^*_c$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

$S = S_s \times S_T$: con S_s pari sempre a 1 per lo spettro verticale;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

T : periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05 \quad T_B = 0.15 \quad T_D = 1.0$$

F_V : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale, effettuata mediante l'utilizzo del software "Spettri NTC ver. 1.0.3" reperibile presso il sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Vita Nominale e classe d'uso

I parametri sono presentati e definiti al cap.4. Pertanto per l'opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a $75 \times 1,0 = 75$ anni.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*_c)

Ai fini del NTC 2018 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima sul sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento (V_R), e quindi dalla vita nominale (VN) e dalla classe d'uso (C_U) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

Latitudine: 42.2586°

Longitudine: 14.0609°

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
SLO	45	0,070	2,432	0,296
SLD	75	0,088	2,438	0,316
SLV	712	0,212	2,514	0,359
SLC	1462	0,271	2,545	0,369

Tab. 15 – Valutazione dei parametri a_g , F_0 e T^*_c per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

I parametri ai quali si è fatto riferimento nella definizione dell'azione sismica di progetto, indicati nella tabella precedente, corrispondono, cautelativamente, a quei parametri che danno luogo al sisma di massima entità, fra tutti quelli individuati lungo le progressive dell'opera in progetto.

Sono stati presi in esame, secondo quanto previsto dal NTC 2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap. 7.1, i seguenti Stati Limite sismici:

SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Stato Limite Ultimo)

SLD: Stato Limite di Danno (Stato Limite di Esercizio)

SLC: Stato Limite di Collasso (Stato Limite Ultimo)

SLO: Stato Limite di Operatività (Stato Limite di Esercizio)

Le azioni sismiche relative allo stato limite di operatività (SLO) e allo stato limite di danno (SLD) non sono state considerate perché poco significative in relazione alle combinazioni di natura statica. Per quanto riguarda lo stato limite di collasso (SLC), questo è stato considerato per le combinazioni sismiche di verifica dei ritegni sismici; si faccia pertanto riferimento alle considerazioni presentate nelle rispettive relazioni di calcolo di impalcato.

Si riportano al termine dell'analisi, i parametri ed i punti dello spettro di risposta elastici e di progetto per il restante stato limite (SLV).

Classificazione dei terreni

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento. In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_{s30} , ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione
Cat. A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
Cat. B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 <$

	Nspt,30<50 nei terreni a grana grossa e 70<Cu,30<250 kPa nei terreni a grana fina)
Cat. D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero Nspt,30<15 nei terreni a grana grossa e cu,30<70 kPa nei terreni a grana fina)
Cat. E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs>800 m/s)

Si considera una **categoria C** di suolo di fondazione.

Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti, S_s e C_c, dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente. Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

Categoria sottosuolo	S _s	C _c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{lg}}{\eta_C} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{lg}}{\eta_C} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{lg}}{\eta_C} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{lg}}{\eta_C} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Nel caso in esame (categoria di sottosuolo C) allo SLV risulta:

$$S_s = 1.381$$

$$C_c = 1.473$$

Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Nel caso in esame $S_T = 1$.

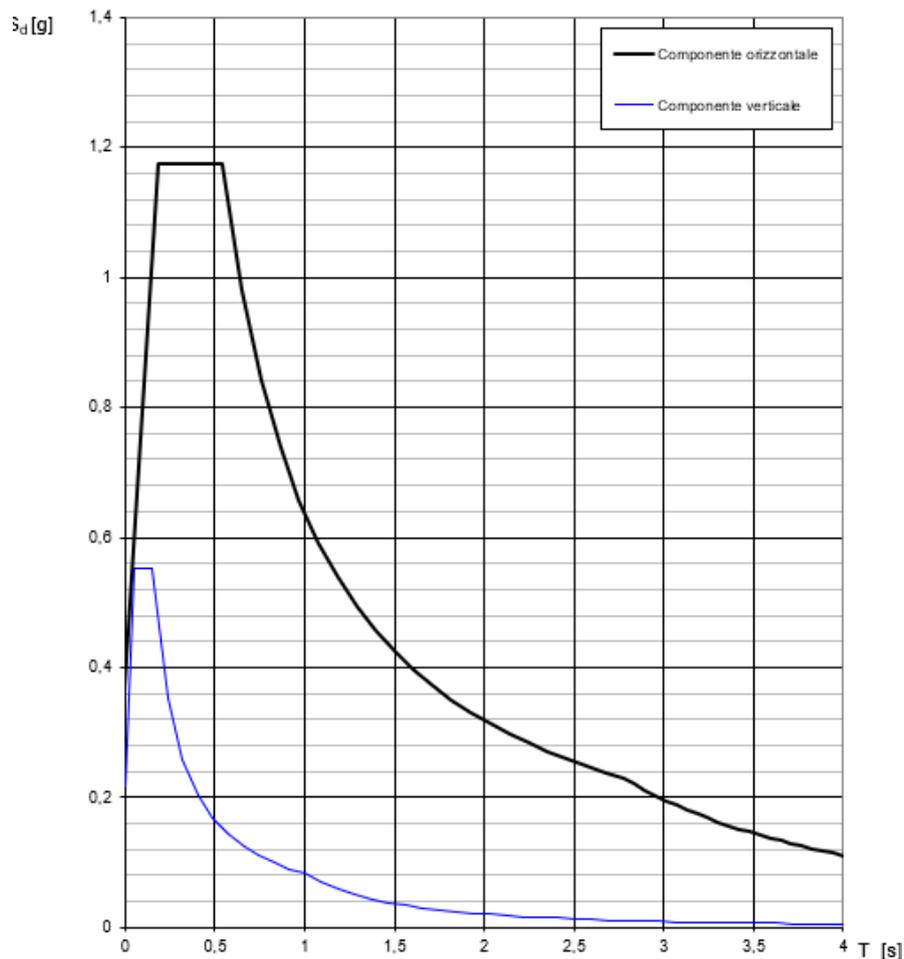
7.4.1 Spettri di risposta elastici

In accordo con le prescrizioni normative, lo spettro di risposta elastico è stato considerato solo ai fini della valutazione delle azioni in fondazione e delle azioni sugli apparecchi di appoggio.

Stato limite di salvaguardia della vita

Di seguito si forniscono lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di salvaguardia della vita e la tabella dei parametri rispettivi.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Tab. 16 – Spettro di risposta (componenti orizz. e vert.) per l' SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,295 g
F_0	2,555
T_C	0,373 s
S_S	1,248
C_C	1,454
S_T	1,000
q	0,800

Parametri dipendenti

S	1,248
η	1,250
T_B	0,181 s
T_C	0,542 s
T_D	2,779 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,368
$T_B \leftarrow$	0,181	1,175
$T_C \leftarrow$	0,542	1,175
	0,649	0,982
	0,755	0,844
	0,862	0,740
	0,968	0,658
	1,075	0,593
	1,181	0,540
	1,288	0,495
	1,395	0,457
	1,501	0,425
	1,608	0,397
	1,714	0,372
	1,821	0,350
	1,927	0,331
	2,034	0,313
	2,140	0,298
	2,247	0,284
	2,353	0,271
	2,460	0,259
	2,566	0,248
	2,673	0,238
$T_D \leftarrow$	2,779	0,229
	2,837	0,220
	2,896	0,211
	2,954	0,203
	3,012	0,195
	3,070	0,188
	3,128	0,181
	3,186	0,175
	3,244	0,168
	3,302	0,162
	3,361	0,157
	3,419	0,152
	3,477	0,147
	3,535	0,142
	3,593	0,137
	3,651	0,133
	3,709	0,129
	3,767	0,125
	3,826	0,121
	3,884	0,117
	3,942	0,114
	4,000	0,111

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA – MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)	COMMESSA IA97	LOTTO 00 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI2100 002	REV. A

7.4.2 Spettri di risposta di progetto

In accordo con il par. 3.2.3.5 del NTC 2018 le capacità dissipative delle strutture possono essere prese in considerazione attraverso una riduzione delle forze elastiche. Tale riduzione tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. Lo spettro di progetto $S_d(T)$ che ne risulta, sia per le componenti orizzontali, che per la componente verticale, deriva dunque dallo spettro elastico con le ordinate ridotte e lo si ottiene sostituendo, nelle espressioni che lo definiscono, il termine η con il termine $1/q$, dove q è il cosiddetto fattore di struttura.

Il fattore di struttura è definito in accordo con il par. 7.3.1 del NTC 2018:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso di pile da ponte in c.a. in **classe di duttilità "B" (CD "B")**, in accordo con il par. 7.9.2.1 (Tabella 7.9.I) NTC 2018 (Tabella 7.9.I), il valore di q_0 è pari ad 1.5 mentre il valore di K_R è pari ad 1, per cui, in definitiva, per le componenti orizzontali dell'azione sismica si adotta:

$$q = 1.5$$

Per la componente verticale, il fattore di struttura per i ponti è unitario ($q = 1$), quindi si utilizza lo spettro elastico. L'utilizzo di uno spettro di risposta di progetto ($q > 1$) implica il rispetto di quelli che sono i requisiti normativi della gerarchia delle resistenze, descritti nello specifico nei paragrafi relativi al calcolo e alla verifica dei singoli elementi strutturali.

Stato limite di salvaguardia della vita

Secondo quanto riportato nel DM 14/01/2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap. 3.2.3.5, lo spettro di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV è stato determinato secondo le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\frac{1}{q} \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{15}{q} \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T,$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C : periodo corrispondente all’inizio del tratto a velocità costante dello spettro ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

In cui :

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_B : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

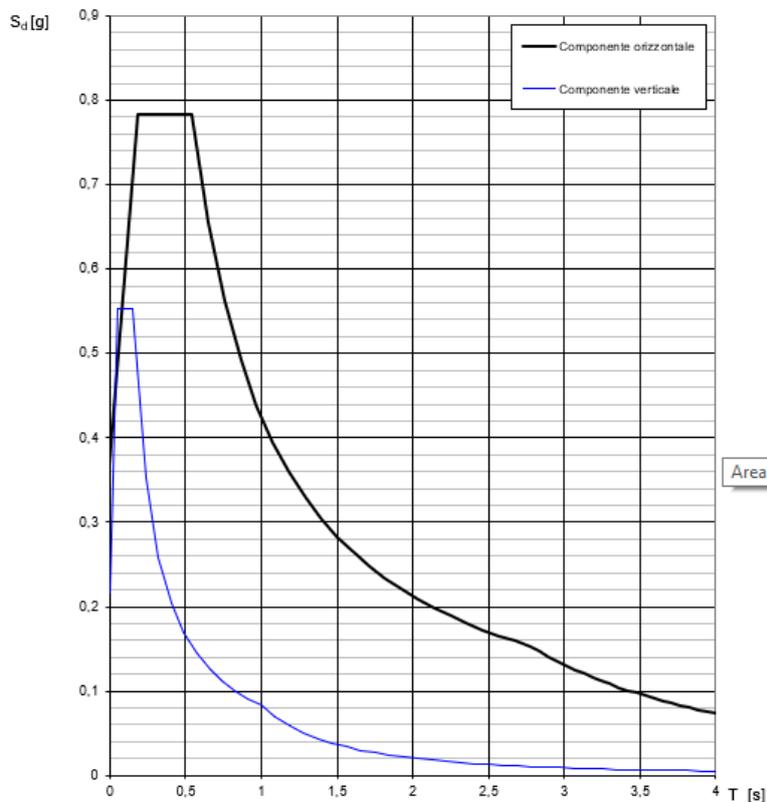
T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

q : fattore di struttura.

Sono stati determinati gli spettri di risposta di progetto ed i parametri per lo SLV, riportati di seguito:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Tab. 17 – Spettro di risposta (componenti orizz. e vert.), con $q=1,5$, per l' SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,295 g
F_0	2,555
T_c	0,373 s
S_s	1,248
C_c	1,454
S_T	1,000
q	1,200

Parametri dipendenti

S	1,248
η	0,833
T_B	0,181 s
T_C	0,542 s
T_D	2,779 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,368
$T_B \leftarrow$	0,181	0,783
$T_C \leftarrow$	0,542	0,783
	0,649	0,655
	0,755	0,563
	0,862	0,493
	0,968	0,439
	1,075	0,395
	1,181	0,360
	1,288	0,330
	1,395	0,305
	1,501	0,283
	1,608	0,264
	1,714	0,248
	1,821	0,233
	1,927	0,221
	2,034	0,209
	2,140	0,199
	2,247	0,189
	2,353	0,181
	2,460	0,173
	2,566	0,166
	2,673	0,159
$T_D \leftarrow$	2,779	0,153
	2,837	0,147
	2,896	0,141
	2,954	0,135
	3,012	0,130
	3,070	0,125
	3,128	0,121
	3,186	0,116
	3,244	0,112
	3,302	0,108
	3,361	0,105
	3,419	0,101
	3,477	0,098
	3,535	0,095
	3,593	0,091
	3,651	0,089
	3,709	0,086
	3,767	0,083
	3,826	0,081
	3,884	0,078
	3,942	0,076
	4,000	0,074

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA – MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)	COMMESSA IA97	LOTTO 00 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI2100 002	REV. A

7.4.3 *Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse*

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate (direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto e trasversale); per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Per quanto riguarda la valutazione delle masse sismiche, nel caso di ponti, in accordo con il par. 3.2.4 del D.M. 14/01/2008, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stata considerata un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei treni: questo è stato ottenuto tenendo conto dello scenario più gravoso tra quello che vede la presenza sui due binari di due treni di carico LM71 e quello caratterizzato da un treno LM71 e da un treno tipo SW/2.

In direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto, la lunghezza di impalcato di competenza della pila, per il calcolo delle masse sismiche, è quella relativa all'impalcato "lato fisso"; in direzione trasversale, è pari alla somma della metà della luce dell'impalcato "lato fisso" e della metà di quella dell'impalcato "lato mobile".

La valutazione delle masse sismiche è esplicitata nell'analisi dei risultati, per ciascuna delle due direzioni di verifica.

7.5 **Variazioni termiche ϵ_3**

Per l'analisi termica delle pile cave, eseguita in accordo con quanto previsto nel par. 5.2.2.5.2 del NTC 2018, si rimanda alla successiva fase di progetto.

8 MODELLAZIONE STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO

8.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni delle azioni sono state definite in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del NTC 2018:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} e quelli dei coefficienti di combinazione Ψ_{ij} sono stati desunti dal par. 5.2.3.3.1 del NTC 2018, relativo al capitolo sui 'Ponti ferroviari'. Di seguito si riportano le Tabelle di riferimento.

Per quanto riguarda il coefficiente di combinazione Ψ_{2j} relativo ai carichi dovuti al transito dei treni, come anticipato in precedenza, questo si assume pari a 0,2 nelle combinazioni sismiche, conformemente a quanto prescritto nel par. 3.2.4 del NTC 2018.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 18 – Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del NTC 2018

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	Ξ_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	Ξ_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	Ξ_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	Ξ_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 19 – Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VI del NTC 2018

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
Azione laterale (serpeggio)		1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 20 – Ulteriori valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VII del NTC 2018

Conformemente con quanto prescritto al par.5.2.3.1.3 del NTC 2018, gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella Tabella 5.2.IV del NTC 2018, riportata di seguito.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Tab. 21 – Valutazione dei carichi da traffico – Tabella 5.2.IV del NTC 2018

Nel progetto di predimensionamento si considerano come combinazioni di riferimento quella a SLU che massimizzano i carichi verticali e le azioni sismiche che invece costituiscono i valori di verifica per i carichi orizzontali e, di conseguenza, determinano i momenti alla base dei fusti.

Si riporta nei seguito tabella dei coefficienti utilizzati, sulla base delle prescrizioni di norma sopra riportate:

		G1	G2	Traffico	Vento	Avv.	Fren.	Serp.
LM71 Bpari + LM71 Bdispari	SLU1	1,35	1,5	1,45	0,9	0,725	0,725	1,45
LM71 Bpari + LM71 Bdispari	SLU2	1,35	1,5	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bpari + SW2 Bdispari	SLU3	1,35	1,5	1,45	0,9	0,725	0,725	1,45
LM71 Bpari + SW2 Bdispari	SLU4	1,35	1,5	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bpari	SLU5	1,35	1,5	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bdispari	SLU6	1,35	1,5	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bpari + LM71 Bdispari	SLU7	1	1	1,45	0,9	0,725	0,725	1,45
LM71 Bpari + LM71 Bdispari	SLU8	1	1	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bpari + SW2 Bdispari	SLU9	1	1	1,45	0,9	0,725	0,725	1,45
LM71 Bpari + SW2 Bdispari	SLU10	1	1	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bpari	SLU11	1	1	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bdispari	SLU12	1	1	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
	SLV	Fy + 0,3x Fx 0,3xFy + Fx						

Tab. 22 – Combinazioni di carico dimensionanti

8.2 Modellazione strutturale

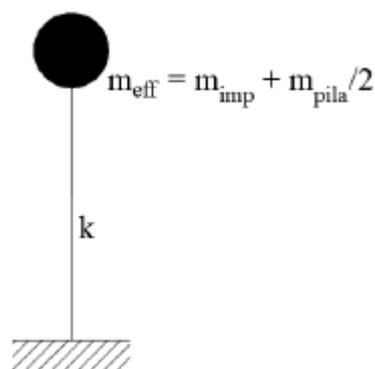
Conformemente con quanto prescritto nel par.7.9.4.1 del NTC 2018, risulta applicabile, nel caso in esame di ponte a travate semplicemente appoggiate, per entrambe le direzioni di verifica della pila (longitudinale e trasversale rispetto all'asse del viadotto), un'analisi statica lineare, sviluppata riconducendo la pila allo schema di oscillatore semplice con incastro alla base, a quota estradosso plinto di fondazione.

L'analisi prevede l'applicazione sulla pila di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. L'entità di queste forze si ottiene desumendo l'accelerazione corrispondente al periodo della pila nella direzione considerata dallo spettro elastico/di progetto. Il periodo fondamentale T_1 , in corrispondenza del quale valutare la risposta spettrale in accelerazione $S_d(T_1)$ è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_1 = 2 \pi \sqrt{M/K}$$

in cui la massa M , da considerare concentrata in testa alla pila, in corrispondenza dell'impalcato, vale la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa della metà superiore della pila (massa efficace) e K consiste nella rigidezza laterale della pila nella direzione considerata.

La massa efficace della pila non risulta superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata, requisito necessario per l'applicabilità dell'analisi statica lineare.



Modello della pila ad oscillatore semplice

Per tener conto dell'influenza della fessurazione sulla rigidezza, in accordo con il par.7.2.6 del NTC 2018, si è considerato un abbattimento del modulo elastico pari al 50%, rispetto al valore iniziale E_{cm}

con conseguente abbattimento delle rigidezze flessionali della pila nelle due direzioni e corrispondente aumento dei periodi di vibrazione. Questa condizione rappresenta lo scenario più gravoso per la struttura in esame: in condizioni iniziali non fessurate, le pile sono caratterizzate da rigidezze molto alte, dunque periodi di vibrazione molto bassi (spesso $T_1 < T_B$ o al più $T_B < T_1 \ll T_C$) ai quali corrispondono ordinate spettrali prossime o uguali a quelle di massima amplificazione (plateau dello spettro di risposta). In definitiva, in questo ramo dello spettro, un aumento del periodo di vibrazione, legato ad un abbattimento della rigidezza, comporta un aumento dell'accelerazione sismica considerata.

Inoltre, secondo quanto anticipato nel paragrafo relativo alle azioni sismiche, la valutazione degli effetti dell'azione sismica viene effettuata considerando uno spettro di progetto, ottenuto riducendo lo spettro elastico mediante un fattore di struttura pari ad 1.5, in modo da tener conto in maniera semplificata della capacità dissipativa anelastica della struttura.

Per questioni legate al criterio di gerarchia delle resistenze, gli spettri elastici ($q=1$) verranno utilizzati solo nel caso della verifica degli apparecchi di appoggio e per la valutazione delle azioni in fondazione; si rimanda ai relativi paragrafi per approfondimenti in merito all'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze per i diversi elementi strutturali.

Si ribadisce inoltre che per la valutazione delle masse sismiche del viadotto, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stata considerata anche un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei mezzi.

Nel paragrafo relativo all'analisi dei risultati si riportano tutte le valutazioni effettuate per l'analisi sismica della pila in esame, sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata, con riferimento allo spettro elastico ($q=1$) e allo spettro di progetto ($q=1.5$).

Oltre alle sollecitazioni destinate in condizioni sismiche, desunte seguendo i criteri sopra elencati, le sollecitazioni di verifica della pila indotte in condizioni statiche, sono state determinate a partire dai valori delle azioni trasmesse dagli impalcati afferenti, alla quota degli apparecchi di appoggio. Queste sono state trasportate in corrispondenza della testa della pila per le singole condizioni di carico e quindi alla base della pila, facendo riferimento a uno schema a mensola.

9 VERIFICHE

Nei paragrafi successivi si esibiscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al fusto della pila in esame.

Si riportano di seguito la sintesi delle proprietà geometriche e meccaniche delle pile di calcolo, nonché le valutazioni effettuate per l'analisi sismica, sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata, con riferimento allo spettro elastico ($q=1$) e allo spettro di progetto ($q=1.5$): come anticipato nei criteri di modellazione, l'analisi è stata sviluppata riconducendo la pila allo schema di oscillatore semplice con incastro alla base.

9.1 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Si riportano di seguito la sintesi delle proprietà geometriche e meccaniche delle pile di calcolo, nonché le valutazioni effettuate per l'analisi sismica, sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata, con riferimento allo spettro elastico ($q=1$) e allo spettro di progetto ($q=1.5$): come anticipato nei criteri di modellazione, l'analisi è stata sviluppata riconducendo la pila allo schema di oscillatore semplice con incastro alla base.

Pila 120_60					
Luce Campata 1	m	120			
Luce Campata 2	m	60			
			massa		
Peso impalcati incidenti su pila	kN	39600	4036,7	kN/m/s2	
Peso traffico incidente sulla pila	kN	19390	1976,6	kN/m/s2	
			4432,0		
Altezza baggiolo+appoggio	m	0,6			
Altezza pulvino	m	2,7			
Altezza fusto	m	13			
Braccio delle forze	m	16,3			
Sezione pila	m ²	82,6			
Sezione pulvino	m ²	129,0			
Volume pulvino	m ³	348,3			
Volume pila	m ³	1073,8			
			massa		
Peso pulvino	kN	8708	887,6	kN/m/s2	
Peso pila	kN	26845	2736,5	kN/m/s2	
Peso metà superiore pila	kN	22130	2255,9	kN/m/s2	
Peso metà inferiore pila	kN	13423	1368,2	kN/m/s2	
Peso incidente su testa pila (G+0,2xQ)	kN	65608	6687,9	kN/m/s2	

Pila 120_60					
Inerzia pila trasversale	mm ⁴	3,84E+15			
Inerzia pila longitudinale	mm ⁴	3,30E+14			
Modulo elastico	Mpa	3,33E+04			
Rig. flessionale trasversale	N/mm	1,28E+09	K _T		
Rig. flessionale longitudinale	N/mm	1,10E+08	K _L		
Rig. flessionale trasversale	N/mm	6,40E+08	K _{T,fess}	fessurata	
Rig. flessionale longitudinale	N/mm	5,50E+07	K _{L,fess}	fessurata	
			T [s]	S _{d,H} [g]	
Periodo (K _T)	T	0,014		0,401	
Periodo (K _L)	T	0,049		0,481	
Periodo (K _{T,fess})	T	0,020		0,415	
Periodo (K _{L,fess})	T	0,069		0,527	
Accelerazione spettrale orizzontale					
Spettro di progetto (q=1,5)	g	0,415	Trasversale		
Spettro di progetto (q=1,5)	g	0,527	Longitudinale		
Taglio trasversale base pila	kN	27201			
Taglio longitudinale base pila	kN	34585			

Si riporta di seguito la sintesi degli scarichi espletati dagli appoggi d'impalcato sulla pila, relativamente ai due lati, fisso e mobile, per ciascuna delle condizioni di carico elementari analizzate. Le grandezze che figurano nella Tabella di seguito fanno riferimento alle seguenti azioni trasmesse dagli appoggi:

Fz: Sforzo normale (negativo, se di compressione)

Fy: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

Fx: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

Mx: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto

Pila 120_60				
	Lato Fisso			
	Fx	Fy	Fz	Mx
	kN	kN	kN	kNm
SLU1	2911	1701	62066	-959
SLU2	5822	1525	62066	-959
SLU3	4147	1701	60750	3033
SLU4	8294	1525	60750	3033
SLU5	1595	1438	51778	30248
SLU6	1595	1438	51778	-17762
SLU7	2911	1701	49376	-959
SLU8	5822	1525	49376	-959
SLU9	4147	1701	48060	3033
SLU10	8294	1525	48060	3033
SLU11	1595	1438	39088	30248
SLU12	1595	1438	39088	-17762

Tab. 23 – Sollecitazioni su pila impalcato "fisso"

Pila 120_60				
	Lato mobile			
	Fx	Fy	Fz	Mx
	kN	kN	kN	kNm
SLU1	0	859	26165	3213
SLU2	0	700	26165	3213
SLU3	0	859	26238	2843
SLU4	0	700	26238	2843
SLU5	0	620	20800	12087
SLU6	0	620	20800	-5661
SLU7	0	859	21530	3213
SLU8	0	700	21530	3213
SLU9	0	859	21603	2843
SLU10	0	700	21603	2843
SLU11	0	620	16165	12087
SLU12	0	620	16165	-5661

Tab. 24 – Sollecitazioni su pila impalcato “mobile”

Si riporta di seguito la sintesi delle sollecitazioni indotte nella sezione a quota testa pila, desunte dagli scarichi espletati dagli appoggi. I momenti flettenti nei due piani di verifica sono ricavati tenendo in considerazione le eccentricità, rispetto all'asse pila, dei singoli appoggi su ciascun lato, in direzione longitudinale e in direzione trasversale.

Le grandezze che figurano nelle Tabelle riportate di seguito fanno riferimento al seguente gruppo di sollecitazioni:

Fz: Sforzo normale (negativo, se di compressione)

Fy: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

Fx: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

Mx: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto

My: Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto

Carichi testa pila - Pila 120_60				
	Fx	Fy	Fz	Mx
	kN	kN	kN	kNm
SLU1	2950	2600	88250	2300
SLU2	5850	2250	88250	2300
SLU3	4150	2600	87000	5900
SLU4	8300	2250	87000	5900
SLU5	1600	2100	72600	42350
SLU6	1600	2100	72600	-23450
SLU7	2950	2600	70950	2300
SLU8	5850	2250	70950	2300
SLU9	4150	2600	69700	5900
SLU10	8300	2250	69700	5900
SLU11	1600	2100	55300	42350
SLU12	1600	2100	55300	-23450

Tab. 25 – Sollecitazioni su testa pila

Il calcolo delle massime sollecitazioni agenti a quota spiccato plinto è stato effettuato trasportando le azioni relative alla sezione di testa pila e considerando i carichi aggiuntivi relativi al peso proprio della pila e all'azione del vento sulla pila.

Di seguito se ne riporta una sintesi.

Le grandezze che figurano nelle Tabelle riportate di seguito fanno riferimento al medesimo gruppo di sollecitazioni individuato in precedenza per la sezione a quota testa pila.

I tagli agenti in condizioni sismiche, riportati nella seguente Tabella sono ricavati, come anticipato in precedenza, dallo schema di oscillatore semplice, considerando lo spettro di risposta di progetto.

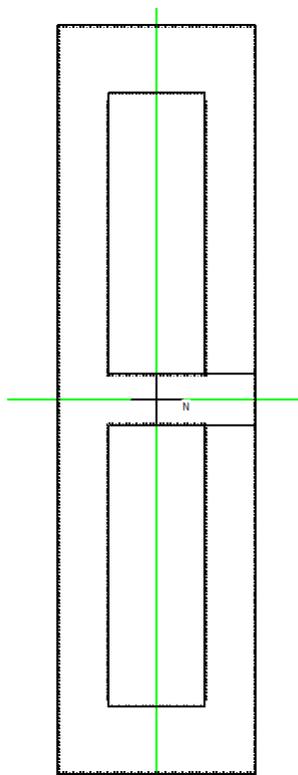
Carichi spiccato pila - Pila 120_60					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU1	2950	2750	136246	47125	48085
SLU2	5850	2400	136246	41420	95355
SLU3	4150	2750	134996	50725	67645
SLU4	8300	2400	134996	45020	135290
SLU5	1600	2250	120596	79025	26080
SLU6	1600	2250	120596	13225	26080
SLU7	2950	2750	106503	47125	48085
SLU8	5850	2400	106503	41420	95355
SLU9	4150	2750	105253	50725	67645
SLU10	8300	2400	105253	45020	135290
SLU11	1600	2250	90853	79025	26080
SLU12	1600	2250	90853	13225	26080
SLV - Tt + 0,3x TI	10376	27201	79031	443381	169123
SLV - 0,3xTt + TI	34585	8160	79031	133014	563742

Tab. 26 – Sollecitazioni a spiccato pila

9.2 VERIFICHE STRUTTURALI PILA

9.2.1 Verifiche a pressoflessione alla base

La sezione di verifica è la seguente:

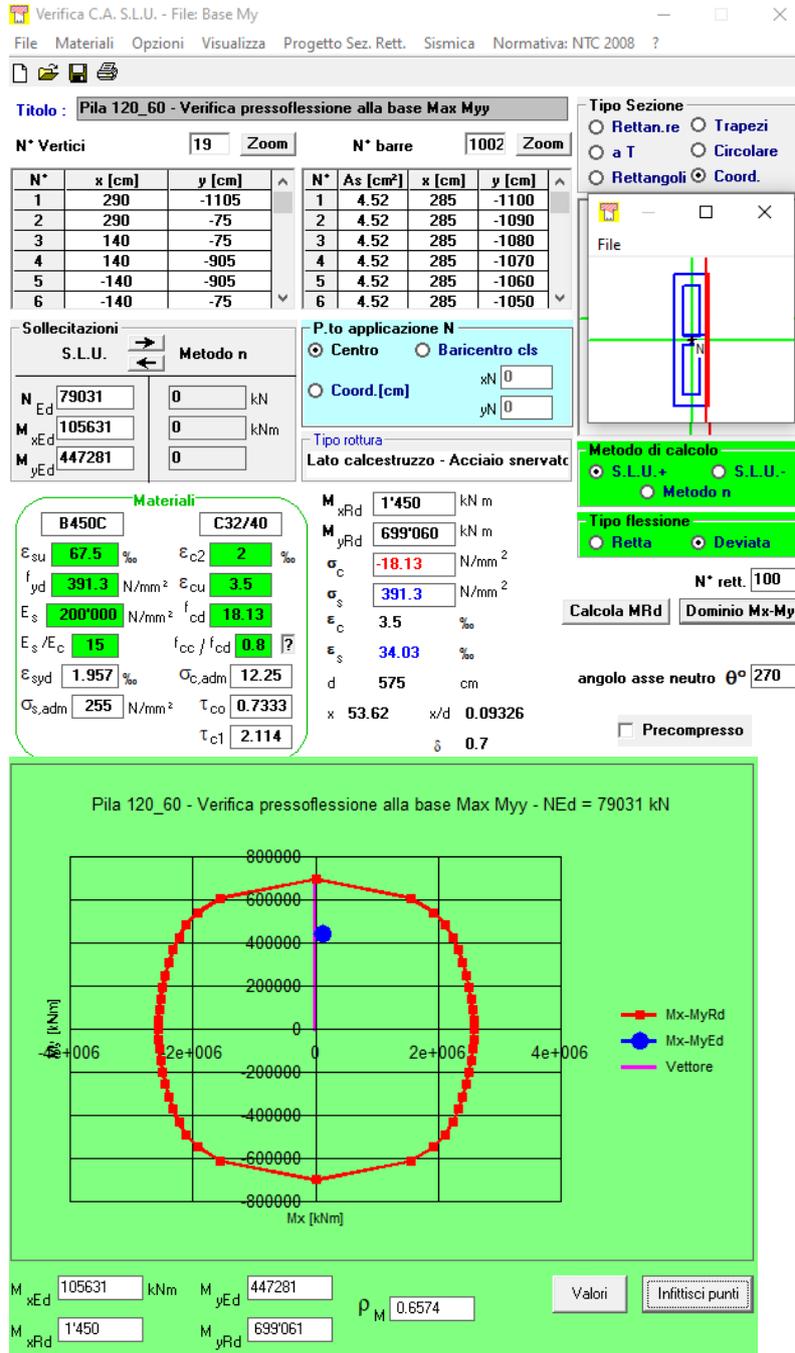


L'armatura considerata è distribuita su tutti i lati della sezione, sia interni che esterni, con $\phi 24$ passo 10 cm. Il copriferro considerato è di 4 cm.

Nel seguito si riportano le verifiche a presso-flessione, eseguite con il programma Gelfi VcaSlu.

Nello specifico si sono analizzati i casi in cui i momenti longitudinali, trasversali e sforzo normale risultano massimizzati.

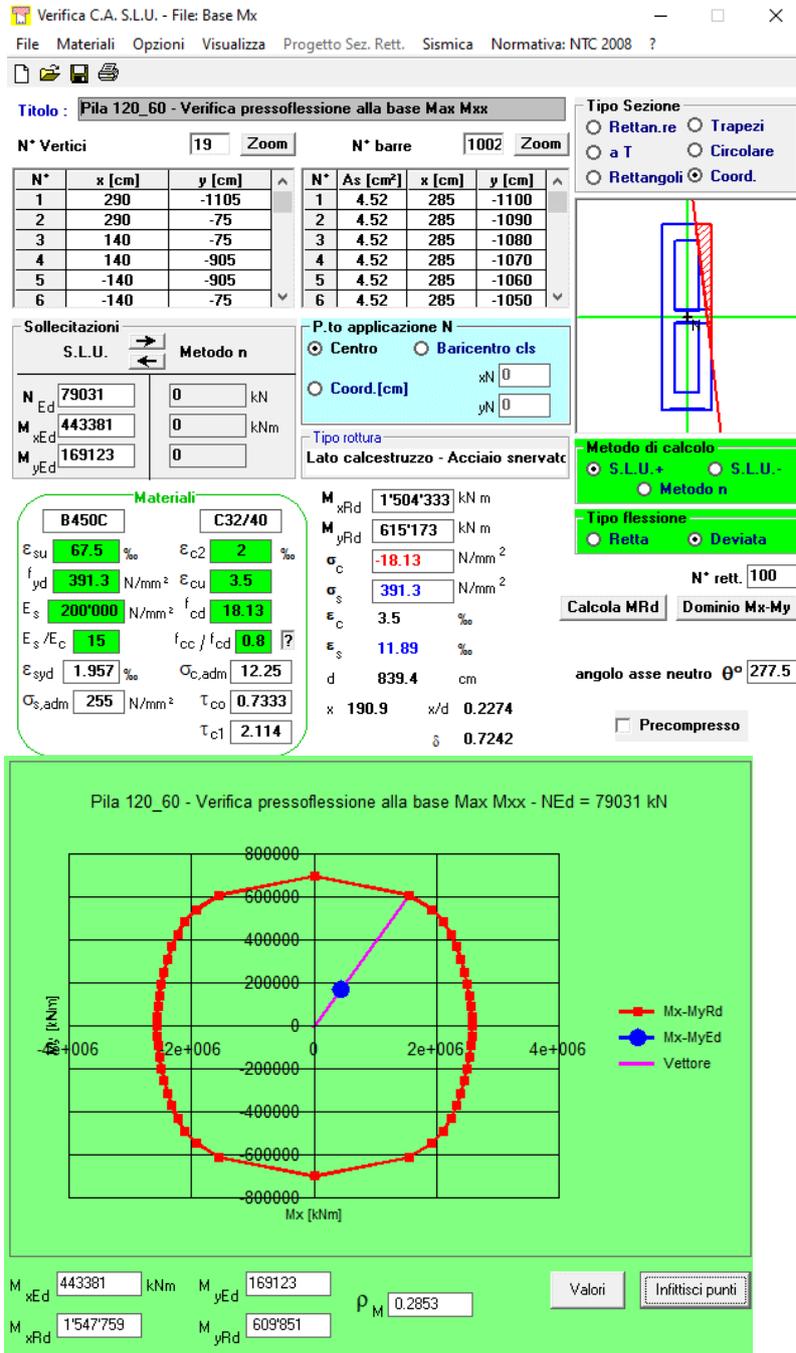
MOMENTO LONGITUDINALE MASSIMO (My,max)



Il rapporto tra momento resistente e momento di progetto risulta essere pari a:

$$M_{rd}/M_{ed} = 0.66^{-1} = 1.52$$

MOMENTO TRASVERSALE MASSIMO (M33MAX)



Il rapporto tra momento resistente e momento di progetto risulta essere pari a:

$$M_{rd}/M_{ed} = 0.28^{-1} = 3.50$$

Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

9.2.2 Verifiche a taglio alla base

Le sollecitazioni di taglio di calcolo sono state ottenute con il criterio della Gerarchia delle Resistenze secondo l'espressione:

$$V_{gr,i} = V_{gr,0} \gamma_{RD3}$$

Dove

$$\gamma_{RD3} = 1,25 + 1 - q \frac{V_{E,i}}{V_{gr,0}} \leq 1,25$$

$$V_{gr,0} = V_{E,i} \frac{\gamma_{RD2} M_{Rd,i}}{M_{E,i}}$$

$V_{E,i}$ è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi

$$\gamma_{RD2} = 0,7 + 0,2q \quad \text{per } v_k = N / A_{fck} \leq 0,1$$

$$\gamma_{RD2} = (0,7 + 0,2q) \times (1 + 2(v_k - 0,1)^2) \quad \text{per } v_k = N / A_{fck} > 0,1$$

7.9.5.1 Criterio di gerarchia delle resistenze

Il fattore γ_{Rd} (fattore di "sovraresistenza") viene calcolato mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2q \geq 1 \quad (7.9.7)$$

nella quale q è il valore del fattore di struttura utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in cemento armato con armatura di confinamento, quando il rapporto v_k tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovraresistenza va moltiplicato per $1 + 2(v_k - 0,1)^2$.

Per le sollecitazioni che derivano da appoggi scorrevoli o elastomerici si utilizza un fattore di sovraresistenza pari a $\gamma_{Rd} = 1,30$.

Le sollecitazioni calcolate a partire dai momenti resistenti amplificati, incrementati dell'effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ovvero ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze, si indicano con l'indice "gr", ad es. F_{gr} .

7.9.5.2.2 Verifiche a taglio

Le sollecitazioni di progetto devono essere calcolate sulla base della gerarchia delle resistenza. I valori di resistenza degli elementi in calcestruzzo armato devono essere divisi per un fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile calcolato sulla base del taglio di calcolo V_{Ed} e del taglio di progetto per la gerarchia della resistenza $V_{gr,0}$

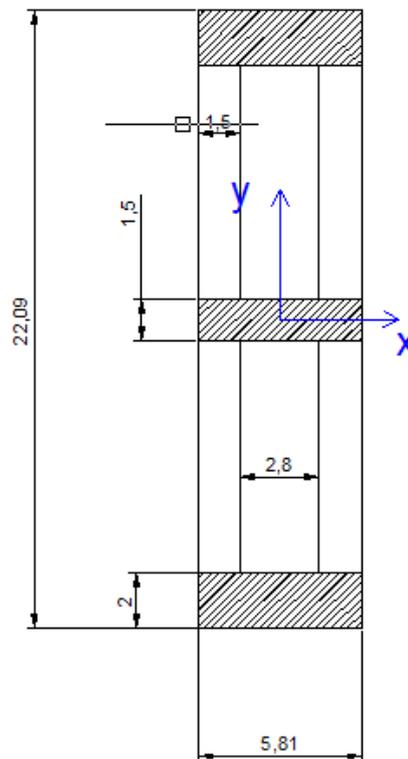
$$1 \leq \gamma_{Rd} = 1,25 + 1 - q \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{gr,0}} \leq 1,25 \quad (7.9.10)$$

Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore della sollecitazione di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \quad (7.9.14)$$

VERIFICA A TAGLIO LONGITUDINALE (V3 - Fx)

Per la verifica a taglio (Vx) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nelle figure sottostanti:



Il taglio viene distribuito negli elementi indicati nella figura precedente in funzione della rigidezza dei singoli elementi utilizzando la seguente formulazione $l_{e,i} / (l_{e,1} + 2l_{e,2})$.

N_{Ed}	79031	[kN]
A_{TOT}	81.7	[m ²]
V_{Ed}	34585	[kN]
σ_{Ed}	0.97	[N/mm ²]
N_{ck}	2509007	[kN]

Elemento	b	h	l	% di l	Taglio	N
	[m]	[m]	[m ⁴]		[kN]	[kN]
SETTO CENTRALE	1.5	5.8	24.39	21.43	5880.21	8415.79
SETTO LATERALE	2	5.8	32.52	28.57	7840.29	11221.05

Setto Laterale

Geometria sezione

b_w	2000 [mm]
d	5800 [mm]
A_c	11600000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	40	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	24 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	2	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	100 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	11221.05 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	9881.43 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	237490.7 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	22	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	2.475086853	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	4588.0 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	31765.5 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

q	1.5
N_{Ed}	11221.05
V_{Ed}	9881.43
M_{Ed}	563742
N_{ck}	2509007
v_k	0.004472306
M_{rd}	699060
γ_{rd}	1
M_{rd}/M_{Ed}	1.24
V_{gr}	12253.32
V_{gr}/V_{Ed}	1.24
V_{Rd}	31765.48
$\gamma_{rd_resistenza}$	1.040357051
V_{Rd_gr}	30533.3
V_{gr}/V_{Rd_gr}	0.40

Setto Centrale

Geometria sezione

b_w	1500 [mm]
d	5800 [mm]
A_c	8700000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	14	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	24 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	2	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	200 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	8415.79 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	7411.07 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	178118.0 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	26	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	2.050303842	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

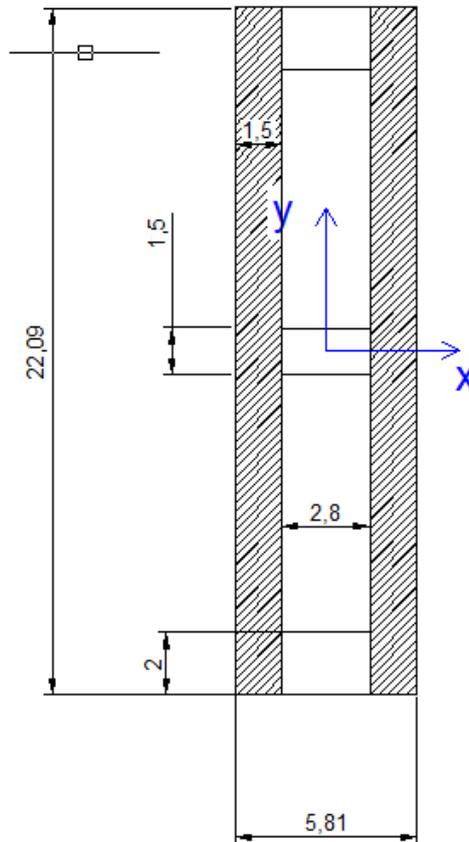
V_{Rd}	1835.2 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	13156.9 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

q	1.5
N_{Ed}	8415.79
V_{Ed}	7411.07
M_{Ed}	563742
N_{ck}	2509007
ν_k	0.00335423
M_{rd}	699060
γ_{rd}	1
M_{rd}/M_{Ed}	1.24
V_{gr}	9189.99
V_{gr}/V_{Ed}	1.24
V_{Rd}	13156.89
$\gamma_{rd_resistenza}$	1.040357051
V_{Rd_gr}	12646.5
V_{gr}/V_{Rd_gr}	0.73

VERIFICA A TAGLIO TRASVERSALE (V2 - Fy)

Per la verifica a taglio (Vy) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nelle figure sottostanti:



N_{Ed}	79031	[kN]
A_{TOT}	81.7	[m ²]
V_{Ed}	27201	[kN]
σ_{Ed}	0.97	[N/mm ²]
N_{ck}	2509007	[kN]

Elemento	b	h	I	nr.elem	% di I	Taglio	N
	[m]	[m]	[m ⁴]				
SETTO	1.5	22.1	1349.23	2	50.00	10800.50	32067.05

Geometria sezione

b_w	1500 [mm]
d	22100 [mm]
A_c	33150000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	14	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	20 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	4	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	200 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	32067.05 [kN]	sfuerzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	13600.50 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	678691.0 [kN]	sfuerzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	26	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	2.050303842	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	12178.7 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	100264.6 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

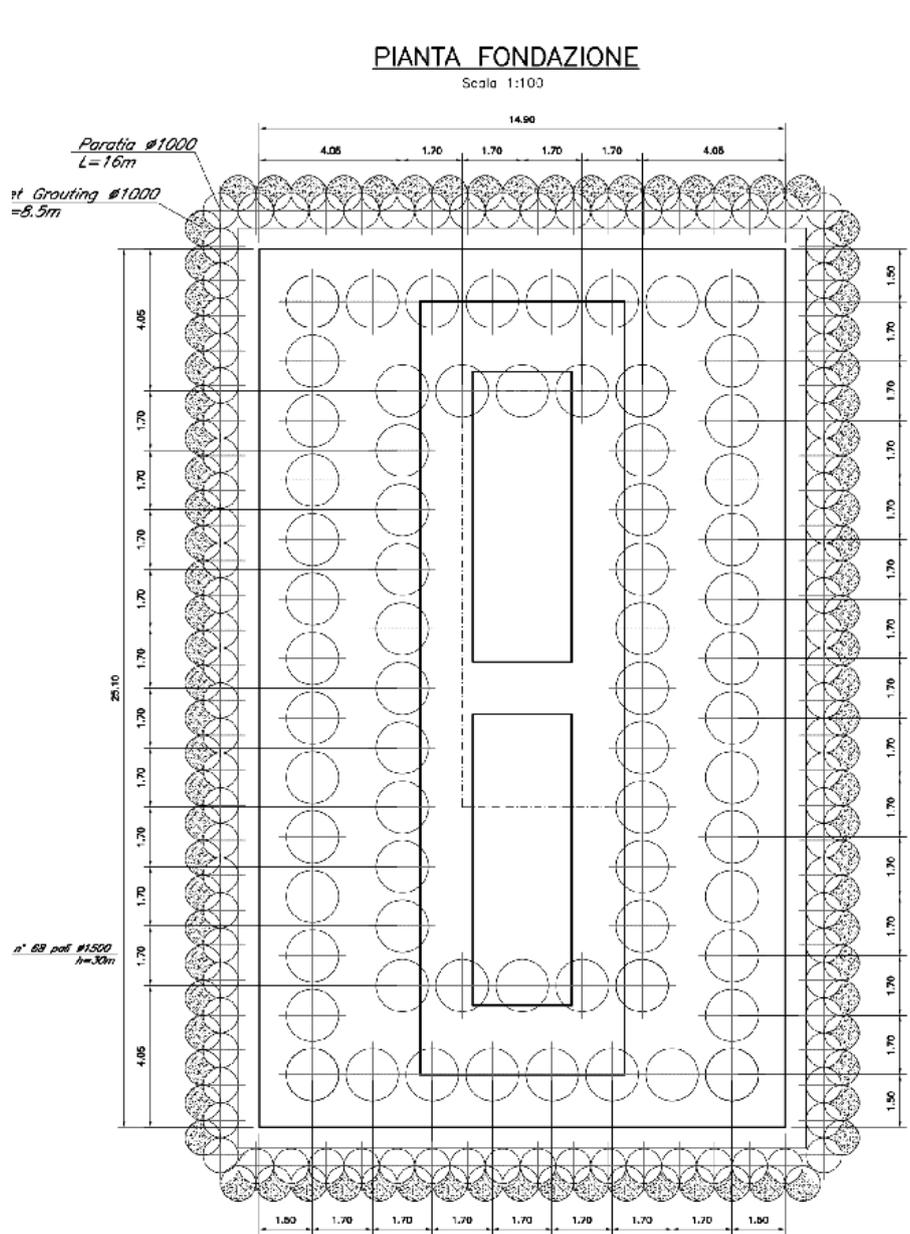
Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

q	1.5
N_{Ed}	32067.05
V_{Ed}	13600.50
M_{Ed}	443381
N_{ck}	2509007
v_k	0.013
M_{rd}	1054333
γ_{rd}	1
M_{rd}/M_{Ed}	2.38
V_{gr}	32341.16
V_{gr}/V_{Ed}	2.38
V_{Rd}	100264.58
$\gamma_{rd_resistenza}$	1.25
V_{Rd_gr}	80211.7
V_{gr}/V_{Rd_gr}	0.40

Le Verifiche a taglio risultano soddisfatte su ogni setto.

9.3 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

Nei paragrafi successivi si forniscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al sistema di fondazione. Nel caso specifico si tratta di una fondazione a pozzo a pianta rettangolare, composta di 68 pali diametro D=1500.



Tab. 27 – Schema posso di fondazione

9.3.1 SOLLECITAZIONI AGENTI

Per le combinazioni di carico statiche, le sollecitazioni ad intradosso plinto sono state ottenute a partire da quelle indotte a base pila, tenendo conto del peso del plinto di fondazione, del carico permanente dovuto al peso del ricoprimento sul plinto, valutato considerandone uno spessore medio, e dell'eccentricità tra la sezione di spiccato e quella di intradosso del plinto (spessore della fondazione).

In condizione sismica, invece, secondo quanto prescritto nel par.7.2.5 del NTC 2018, per le strutture progettate in CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti.

Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Si riportano nel seguito le sollecitazioni a intradosso plinto, per tutte le combinazioni di carico considerate.

Carichi intradosso plinto - Pila 120_60					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU1	2950	2750	210550	55375	56935
SLU2	5850	2400	210550	48620	112905
SLU3	4150	2750	209300	58975	80095
SLU4	8300	2400	209300	52220	160190
SLU5	1600	2250	194900	85775	30880
SLU6	1600	2250	194900	19975	30880
SLU7	2950	2750	161543	55375	56935
SLU8	5850	2400	161543	48620	112905
SLU9	4150	2750	160293	58975	80095
SLU10	8300	2400	160293	52220	160190
SLU11	1600	2250	145893	85775	30880
SLU12	1600	2250	145893	19975	30880
SLV - Tt + 0,3x Tl	17295	50265	134071	594175	221006
SLV - 0,3xTt + Tl	57649	15079	134071	178253	736688

Tab. 28 – Sollecitazioni a intradosso plinto

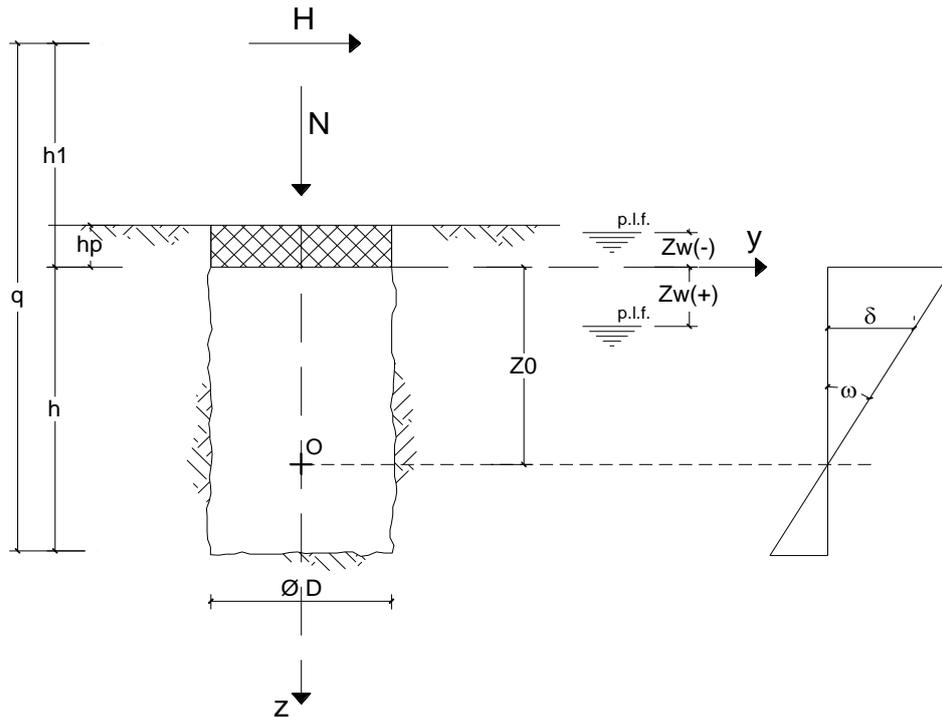
Di seguito si mostrano le sollecitazioni massime di verifica del pozzo.:

Carichi massimi per dimensionamento pozzo - Pila 120_60					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLV - Tt + 0,3x TI	24214	73328	134071	628771	231385
SLV - 0,3xTt + TI	80712	21998	134071	188631	771284

Tab. 29 – Sollecitazioni massime di verifica pozzi

9.3.2 VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

OPERA: IA97 - VI21 - PILE 120m pozzo



TRATTAZIONE TEORICA

Formule utilizzate nei calcoli:

$$z_0 = (\beta L h^2 (4q-h) + 6WB) / (2\beta L h (3q-h))$$

$$\beta = k_h / k_v$$

$$\operatorname{tg} \omega = 6H / R m_h h$$

$$R = (\beta L h^3 + 18BW) / (2\beta (3q-h))$$

$$\sigma_h(z) = (6H / Rh) z (z_0 - z)$$

$$(\sigma_h(z))_{\max} \text{ per } z = z_0/2$$

$$\sigma_{z_{\max}(\min)} = Nt / A \pm (3BH) / (\beta R)$$

$$M(z) = H (h_1 + z (1 - ((Lz^2)/(2Rh))(2z_0 - z)))$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \operatorname{tg} \omega$$

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida:

$$2,5 / h > ((m_h * B) / (Ep * I))^{1/5}$$

(Silin e Zavrjev)

VERIFICA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

DATI DI INPUT:

Caratteristiche geometriche del pozzo

L = lato maggiore \perp forza =	23,60	(m)
B = lato minore // forza =	13,40	(m)
hp = spessore del plinto di fondazione =	0,00	(m)
h = profondità del pozzo di fondazione =	25,00	(m)
A _b = Area di base =	316,24	(m ²)
I = Momento di inerzia (LB ³ /12) =	4732,00	(m ⁴)
Wp = Modulo di resistenza (LB ² /6) =	706,27	(m ³)
Ep = Modulo di elasticità del pozzo =	30000,00	(MPa)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo			azioni		proprietà del terreno			resistenze
			permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	c _u	qlim
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,80
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,80
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	2,30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30
Tensioni Ammissibili		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00
Definiti dal Progettista		<input type="radio"/>	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	3,00

Parametri geotecnici

Terreno al contorno del fusto

condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	22,00	22,00
coesione efficace	c' (kPa)	0,00	0,00
angolo di attrito interno del terreno	φ' (°)	40,00	40,00

Terreno di base

condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	20,00	20,00
resistenza al taglio non drenata	cu (kPa)	300,00	300,00

profondità della falda

z_w = profondità della falda = 8,00 (m)

coefficienti di reazione

m_h = modulo di reazione orizzontale = 1000 (kN/m⁴)
 k_h = coefficiente di reazione orizzontale alla base = 25000,00 (kN/m³)
 k_v = coefficiente di reazione verticale = 20000,00 (kN/m³)
 β = rapporto tra le cost. di reazione = 1,25 (-)

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

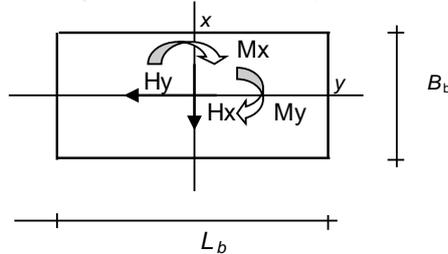
$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_p * J))^{1/5}$ (Silin e Zavrijev)
 $2,5 / h = 0,10$ (-)
 $((m_h * B) / (E_p * I))^{1/5} = 0,04$ (-)

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 09	CL	VI2100 002	A	70 di 97

Sollecitazioni massime agenti alla base della pila:



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	134071.00		134071.00
Mx [kNm]			0.00
My [kNm]	771284.00		771284.00
Hx [kN]	80712.00		80712.00
Hy [kN]			0.00

Dimensioni in pianta del plinto di fondazione

$h_p = 0.00$ (m)

$A_p = 316.24$ (m)

$P_{plinto} = 0.00$ (kN)

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$N_t = N + P_{plinto} = 134071.00$ (kN)

$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 80712.00$ (kN)

$M_t = (M_x^2 + M_y^2)^{0.5} = 771284.00$ (kNm)

dove:

$M_{xx} = M_x + H_y \cdot h_p$

$M_{yy} = M_y + H_x \cdot h_p$

$e = M_t / N_t$ (eccentricità) = 5.75 (m) (riferita alla testa del pozzo)

h_1 (quota di applicazione H_t) = 9.56 (m)
($h_1 = M_t / H_t$)

q (somma di h e di h_1) = 34.56 (m)

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta L h^2 (4q-h) + 6WB) / (2 \beta L h (3q-h))$$

$$\beta = k_h / k_v$$

$$z_0 = 18.48 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta L h^3 + 18BW) / (2 \beta (3q - h))$$

$$R = 3209.89 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / R k_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / R m_h h)$$

$$\omega = 0.00603 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.3458 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$\sigma_h(z)_{\max}$

$$z = z_0/2$$

$$z = 9.24 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\max} = 515.24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = B/6$$

$$r = 2.23 \quad (\text{m})$$

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = k_p \sigma'_v(z) + 2^*c'(k_p)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2^*c_u \quad (\text{tensioni totali})$$

$$k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') = 4.60$$

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 09	CL	VI2100 002	A	72 di 97

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = N_t + A_b \cdot \gamma_{cls}$$

$$M = H \left((h_1 + z(1 - (Lz^2/(2Rh))^*(2z_0 - z))) \right)$$

$$T = H \left(1 - (Lz^2/(Rh))^*(3z_0 - 2z) \right)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H)/(Rh))z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg } \omega$$

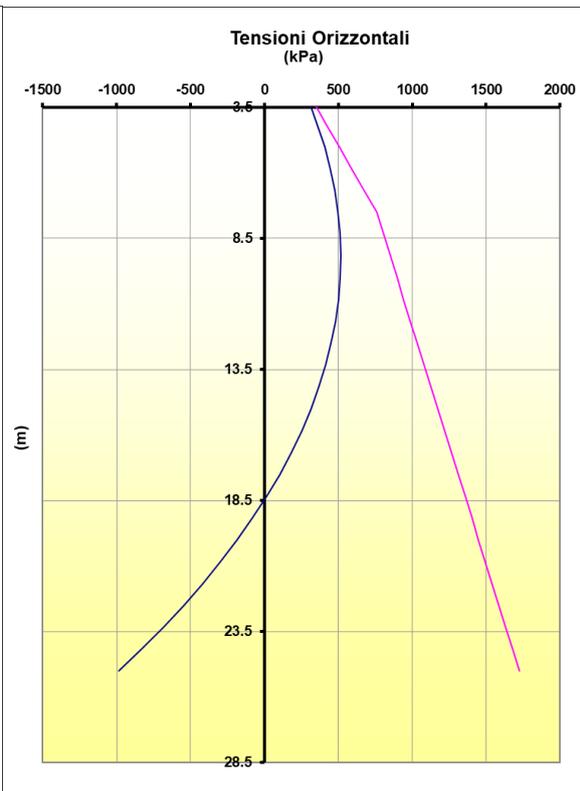
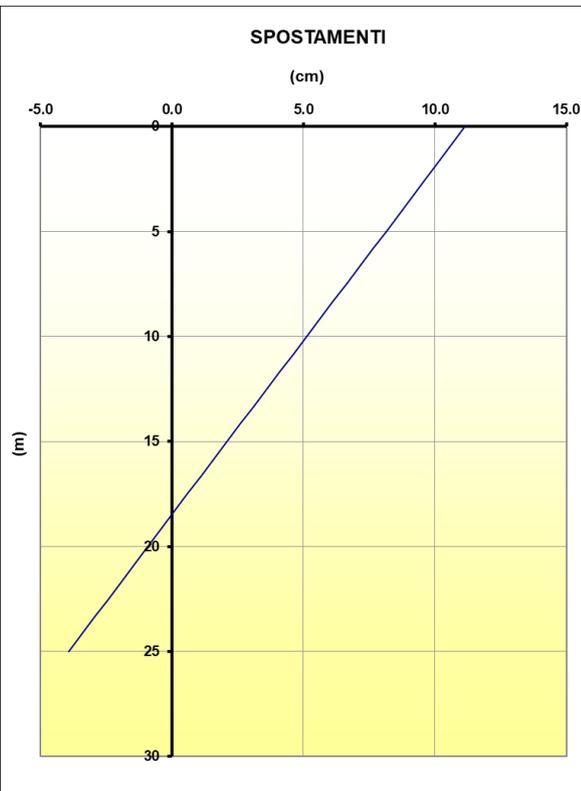
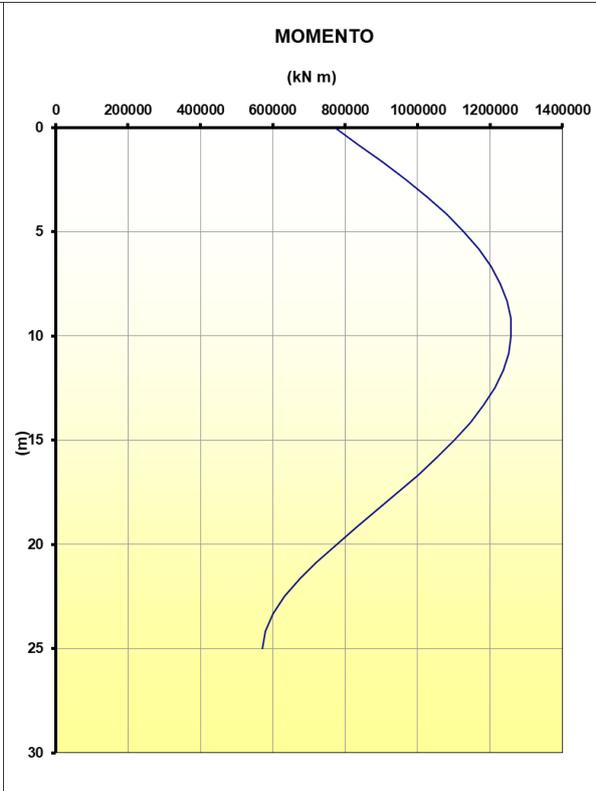
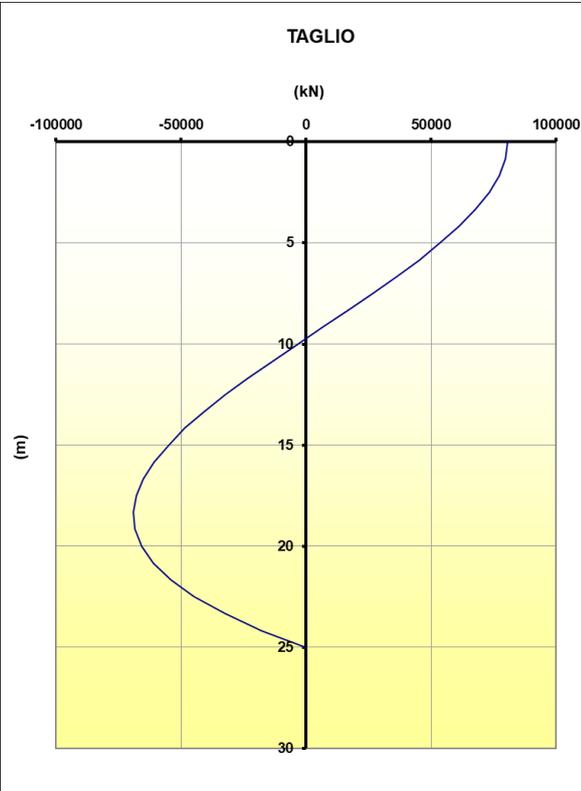
z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)_{lim}$	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)
0	134071.00	771284.00	80712.00	F.N.	0.00	0.00	0.00	11.15
0.83	140659.33	838295.87	79825.60	F.N.	88.75	18.33	84.31	10.65
1.67	147247.67	903864.76	77276.31	F.N.	169.11	36.67	168.63	10.15
2.50	153836.00	966673.59	73228.94	F.N.	241.09	55.00	252.94	9.64
3.33	160424.33	1025542.66	67848.36	F.N.	304.69	73.33	337.25	9.14
4.17	167012.67	1079429.63	61299.39	F.N.	359.91	91.67	421.57	8.64
5.00	173601.00	1127429.54	53746.86	F.N.	406.75	110.00	505.88	8.13
5.83	180189.33	1168774.76	45355.63	F.N.	445.20	128.33	590.19	7.63
6.67	186777.67	1202835.06	36290.52	F.N.	475.28	146.67	674.51	7.13
7.50	193366.00	1229117.56	26716.37	F.N.	496.97	165.00	758.82	6.63
8.33	199954.33	1247266.74	16798.03	F.N.	510.28	175.00	804.81	6.12
9.17	206542.67	1257064.46	6700.33	F.N.	515.21	185.00	850.80	5.62
10.00	213131.00	1258429.93	-3411.89	F.N.	511.76	195.00	896.79	5.12
10.83	219719.33	1251419.72	-13373.80	F.N.	499.92	205.00	942.78	4.61
11.67	226307.67	1236227.80	-23020.56	F.N.	479.71	215.00	988.77	4.11
12.50	232896.00	1213185.46	-32187.32	F.N.	451.11	225.00	1034.75	3.61
13.33	239484.33	1182761.39	-40709.25	F.N.	414.13	235.00	1080.74	3.11
14.17	246072.67	1145561.61	-48421.52	F.N.	368.77	245.00	1126.73	2.60
15.00	252661.00	1102329.55	-55159.28	F.N.	315.03	255.00	1172.72	2.10
15.83	259249.33	1053945.96	-60757.70	F.N.	252.91	265.00	1218.71	1.60
16.67	265837.67	1001428.99	-65051.93	F.N.	182.40	275.00	1264.70	1.09
17.50	272426.00	945934.13	-67877.15	F.N.	103.51	285.00	1310.69	0.59
18.33	279014.33	888754.25	-69068.51	F.N.	16.25	295.00	1356.68	0.09
19.17	285602.67	831319.58	-68461.18	F.N.	-79.40	305.00	1402.67	-0.41
20.00	292191.00	775197.72	-65890.31	F.N.	-183.44	315.00	1448.66	-0.92
20.83	298779.33	722093.61	-61191.07	F.N.	-295.85	325.00	1494.65	-1.42
20.83	298779.33	722093.61	-61191.07	F.N.	-295.85	325.00	1494.65	-1.42
21.67	305367.67	673849.60	-54198.63	2.21	-416.64	335.00	1540.63	-1.92
22.50	311956.00	632445.36	-44748.14	2.03	-545.82	345.00	1586.62	-2.43
23.33	318544.33	599997.95	-32674.76	1.88	-683.38	355.00	1632.61	-2.93
24.17	325132.67	578761.79	-17813.66	1.78	-829.32	365.00	1678.60	-3.43
25.00	331721.00	571128.67	0.00	1.72	-983.64	375.00	1724.59	-3.93

$$N_b = 331721.00 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 571128.67 \quad (\text{kNm})$$

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 09	CL	VI2100 002	A	73 di 97



Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 53760.80 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3BH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3BH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmax} = 1687.61 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = 70.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

$$N_{max} = 331721.00 \quad (\text{kN}) \qquad zN_{max} = 25.00 \quad (\text{m})$$

$$M_{max} = 1258429.93 \quad (\text{kNm}) \qquad zM_{max} = 10.00 \quad (\text{m})$$

$$T_{max} = 80712.00 \quad (\text{kN}) \qquad zT_{max} = 0.00 \quad (\text{m})$$

VERIFICA IN DIREZIONE TRASVERSALE

DATI DI INPUT:

Caratteristiche geometriche del pozzo

L = lato maggiore \perp forza =	23,60	(m)
B = lato minore // forza =	13,40	(m)
hp = spessore del plinto di fondazione =	0,00	(m)
h = profondità del pozzo di fondazione =	25,00	(m)
A _b = Area di base =	316,24	(m ²)
I = Momento di inerzia (LB ³ /12) =	4732,00	(m ⁴)
Wp = Modulo di resistenza (LB ² /6) =	706,27	(m ³)
Ep = Modulo di elasticità del pozzo =	30000,00	(MPa)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno			resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'	c _u	qlim	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,80
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,80
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	2,30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30
Tensioni Ammissibili		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00
Definiti dal Progettista		<input type="radio"/>	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	3,00

Parametri geotecnici

Terreno al contorno del fusto

condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	22,00	22,00
coesione efficace	c' (kPa)	0,00	0,00
angolo di attrito interno del terreno	ϕ' (°)	40,00	40,00

Terreno di base

condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	20,00	20,00
resistenza al taglio non drenata	c_u (kPa)	300,00	300,00

profondità della falda

Z_w = profondità della falda = 8,00 (m)

coefficienti di reazione

m_h = modulo di reazione orizzontale = 2000 (kN/m⁴)
 k_h = coefficiente di reazione orizzontale alla base = 50000,00 (kN/m³)
 k_v = coefficiente di reazione verticale = 20000,00 (kN/m³)
 β = rapporto tra le cost. di reazione = 2,50 (-)

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_p * J))^{1/5}$ (Silin e Zavrijev)

$2,5 / h = 0,10$ (-)

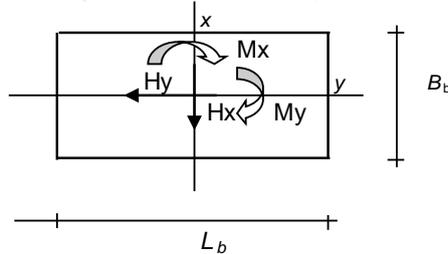
$((m_h * B) / (E_p * I))^{1/5} = 0,05$ (-)

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 09	CL	VI2100 002	A	77 di 97

Sollecitazioni massime agenti alla base della pila:



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	134071.00		134071.00
Mx [kNm]	628771.00		628771.00
My [kNm]			0.00
Hx [kN]			0.00
Hy [kN]	73328.00		73328.00

Dimensioni in pianta del plinto di fondazione

$h_p = 0.00 \text{ (m)}$

$A_p = 316.24 \text{ (m)}$

$P_{\text{plinto}} = 0.00 \text{ (kN)}$

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$N_t = N + P_{\text{plinto}} = 134071.00 \text{ (kN)}$

$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 73328.00 \text{ (kN)}$

$M_t = (M_x^2 + M_y^2)^{0.5} = 628771.00 \text{ (kNm)}$

dove:

$M_{xx} = M_x + H_y \cdot h_p$

$M_{yy} = M_y + H_x \cdot h_p$

$e = M_t / N_t \text{ (eccentricità)} = 4.69 \text{ (m)} \text{ (riferita alla testa del pozzo)}$

$h_1 \text{ (quota di applicazione } H_t) = 8.57 \text{ (m)}$
($h_1 = M_t / H_t$)

$q \text{ (somma di } h \text{ e di } h_1) = 33.57 \text{ (m)}$

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta L h^2 (4q-h) + 6WB) / (2 \beta L h (3q-h))$$

$$\beta = k_h / k_v$$

$$z_0 = 18.30 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta L h^3 + 18BW) / (2 \beta (3q - h))$$

$$R = 2884.75 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / R k_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / R m_h h)$$

$$\omega = 0.00305 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.1748 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$\sigma_h(z)_{\max}$

$$z = z_0/2$$

$$z = 9.15 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\max} = 510.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = B/6$$

$$r = 2.23 \quad (\text{m})$$

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = k_p \sigma'_v(z) + 2^*c'(k_p)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2^*c_u \quad (\text{tensioni totali})$$

$$k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') = 4.60$$

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 09	CL	VI2100 002	A	79 di 97

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b \cdot \gamma_{cls}$$

$$M = H \left((h_1 + z(1 - (Lz^2/(2Rh)) \cdot (2z_0 - z))) \right)$$

$$T = H \left(1 - (Lz^2/(Rh)) \cdot (3z_0 - 2z) \right)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H)/(Rh))z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg } \omega$$

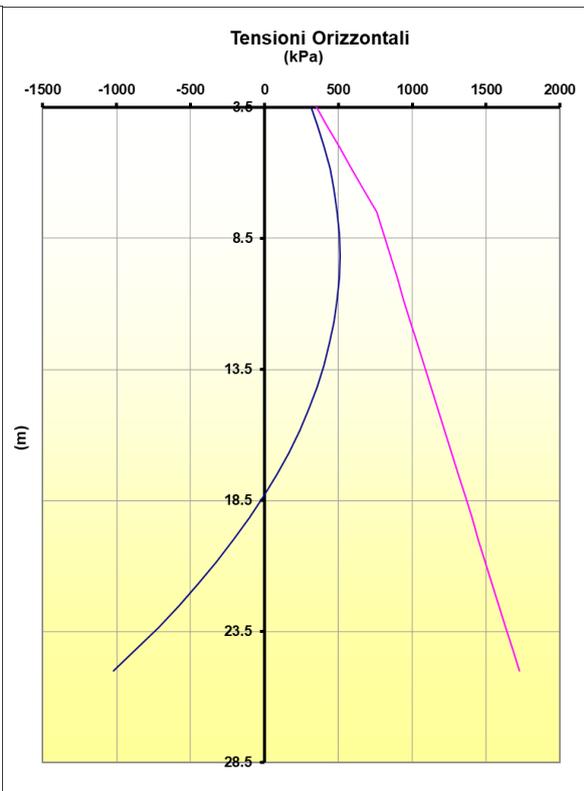
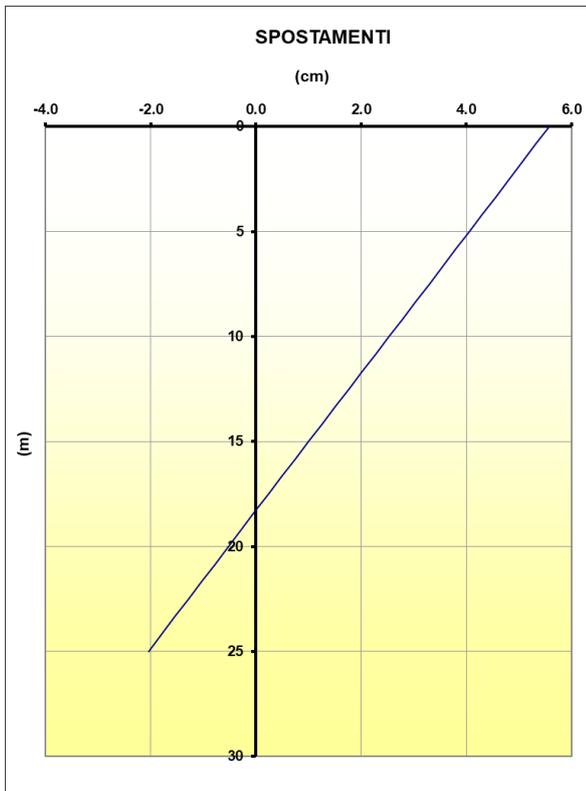
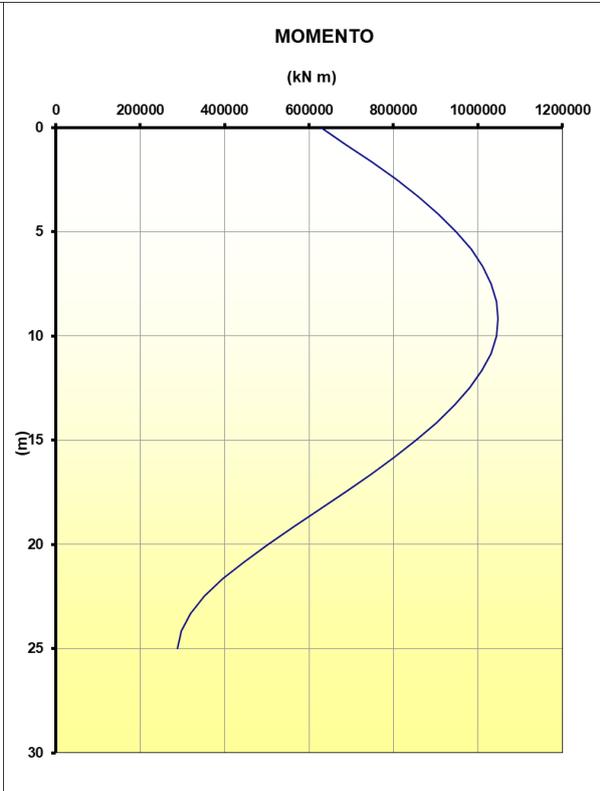
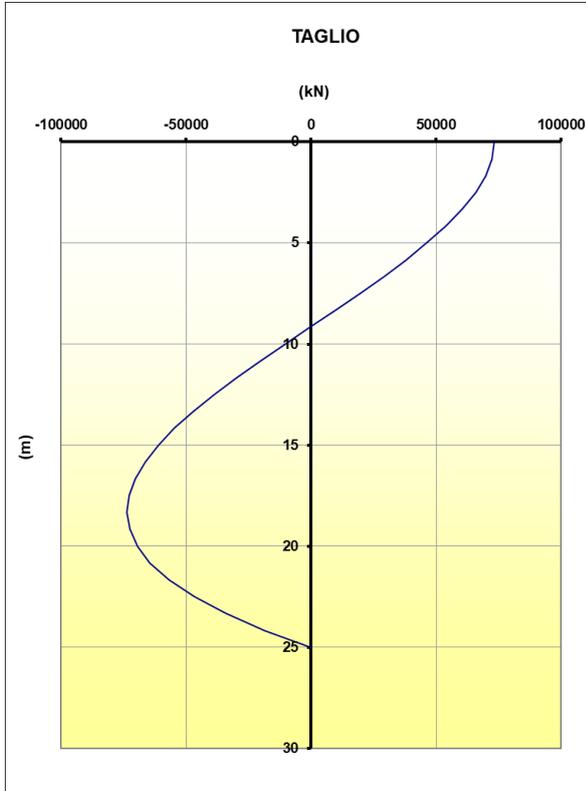
z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)_{lim}$	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)
0	134071.00	628771.00	73328.00	F.N.	0.00	0.00	0.00	5.58
0.83	140659.33	689629.38	72441.11	F.N.	88.78	18.33	84.31	5.33
1.67	147247.67	749044.33	69891.54	F.N.	169.09	36.67	168.63	5.07
2.50	153836.00	805699.71	65845.92	F.N.	240.92	55.00	252.94	4.82
3.33	160424.33	858418.24	60470.88	F.N.	304.28	73.33	337.25	4.56
4.17	167012.67	906161.52	53933.08	F.N.	359.17	91.67	421.57	4.31
5.00	173601.00	948030.00	46399.13	F.N.	405.58	110.00	505.88	4.06
5.83	180189.33	983263.00	38035.69	F.N.	443.52	128.33	590.19	3.80
6.67	186777.67	1011238.69	29009.39	F.N.	472.99	146.67	674.51	3.55
7.50	193366.00	1031474.13	19486.86	F.N.	493.99	165.00	758.82	3.29
8.33	199954.33	1043625.23	9634.74	F.N.	506.51	175.00	804.81	3.04
9.17	206542.67	1047486.76	-380.33	F.N.	510.56	185.00	850.80	2.78
10.00	213131.00	1042992.37	-10391.72	F.N.	506.14	195.00	896.79	2.53
10.83	219719.33	1030214.55	-20232.78	F.N.	493.24	205.00	942.78	2.28
11.67	226307.67	1009364.67	-29736.88	F.N.	471.87	215.00	988.77	2.02
12.50	232896.00	980792.97	-38737.38	F.N.	442.03	225.00	1034.75	1.77
13.33	239484.33	944988.54	-47067.65	F.N.	403.71	235.00	1080.74	1.51
14.17	246072.67	902579.35	-54561.05	F.N.	356.92	245.00	1126.73	1.26
15.00	252661.00	854332.21	-61050.94	F.N.	301.66	255.00	1172.72	1.01
15.83	259249.33	801152.83	-66370.68	F.N.	237.92	265.00	1218.71	0.75
16.67	265837.67	744085.75	-70353.64	F.N.	165.71	275.00	1264.70	0.50
17.50	272426.00	684314.38	-72833.18	F.N.	85.03	285.00	1310.69	0.24
18.33	279014.33	623161.02	-73642.66	F.N.	-4.12	295.00	1356.68	-0.01
19.17	285602.67	562086.81	-72615.45	1.97	-101.75	305.00	1402.67	-0.27
20.00	292191.00	502691.76	-69584.90	1.72	-207.85	315.00	1448.66	-0.52
20.83	298779.33	446714.74	-64384.39	1.50	-322.43	325.00	1494.65	-0.77
20.83	298779.33	446714.74	-64384.39	1.50	-322.43	325.00	1494.65	-0.77
21.67	305367.67	396033.50	-56847.27	1.30	-445.47	335.00	1540.63	-1.03
22.50	311956.00	352664.63	-46806.91	1.13	-576.99	345.00	1586.62	-1.28
23.33	318544.33	318763.61	-34096.67	1.00	-716.99	355.00	1632.61	-1.54
24.17	325132.67	296624.77	-18549.91	0.91	-865.45	365.00	1678.60	-1.79
25.00	331721.00	288681.30	0.00	0.87	-1022.39	375.00	1724.59	-2.04

$$N_b = 331721.00 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 288681.30 \quad (\text{kNm})$$

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 09	CL	VI2100 002	A	80 di 97



Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 53760.80 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3BH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3BH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmax} = 1287.69 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = 470.21 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

$$N_{max} = 331721.00 \quad (\text{kN}) \qquad zN_{max} = 25.00 \quad (\text{m})$$

$$M_{max} = 1047486.76 \quad (\text{kNm}) \qquad zM_{max} = 9.17 \quad (\text{m})$$

$$T_{max} = 73328.00 \quad (\text{kN}) \qquad zT_{max} = 0.00 \quad (\text{m})$$

10 VERIFICA OPERE PROVVISORIALI

Per sostenere lo scavo durante la fase di costruzione, si prevede la costruzione di una paratia di pali di diametro Ø1000, lunghezza 16m, posti ad interasse 1.20 m.

Le strutture sono progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, Norme Tecniche delle Costruzioni 2018.

10.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Per il getto dei pali si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC2

C25/30 $f_{ck} \geq 25$ MPa $R_{ck} \geq 30$ MPa

Classe minima di consistenza: S4÷S5

Acciaio per cemento armato

Tipo B450 (controllato in stabilimento)

$f_{yk} =$ 450 MPa Tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$ 391.30 MPa Resistenza di calcolo

$E_s =$ 210000 MPa Modulo elastico

Copriferri minimi

Si riportano di seguito i copriferri minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Strutture di elevazione 5.0 cm

Plinto di fondazione 4.0 cm

Pali di fondazione 6.0 cm

10.2 MODELLAZIONE NUMERICA

10.2.1 Programmi per l'analisi automatica

Lo stato tenso-deformativo e le verifiche strutturali della paratia sono state sviluppate mediante il software di calcolo *PARATIEPLUS*.

10.2.2 Modello di calcolo

Lo stato tenso-deformativo è stato investigato mediante il software di calcolo *PARATIE PLUS*, programma non lineare agli elementi finiti per l'analisi di strutture di sostegno flessibili.

Si è considerato un comportamento piano nelle deformazioni, analizzando una striscia di parete di larghezza unitaria. La realizzazione dello scavo sostenuto da paratie è seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una quota di scavo, da un insieme di puntoni e tiranti applicati e da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Nella modellazione è implementata la seguente successione di step:

Step 1: Condizione Geostatica: realizzazione della paratia ed applicazione dei carichi relativi alla fase di costruzione.

Step 2: Scavo per il raggiungimento del fondo scavo provvisorio.

Nella definizione della quota di fondo scavo si è tenuto conto di quanto prescritto dalla normativa NTC 2018 § 6.5.2.2, approfondendo lo scavo del valore minimo tra il 10% dell'altezza massi ma di scavo e 0.50m.

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 09	CL	VI2100 002	A	84 di 97

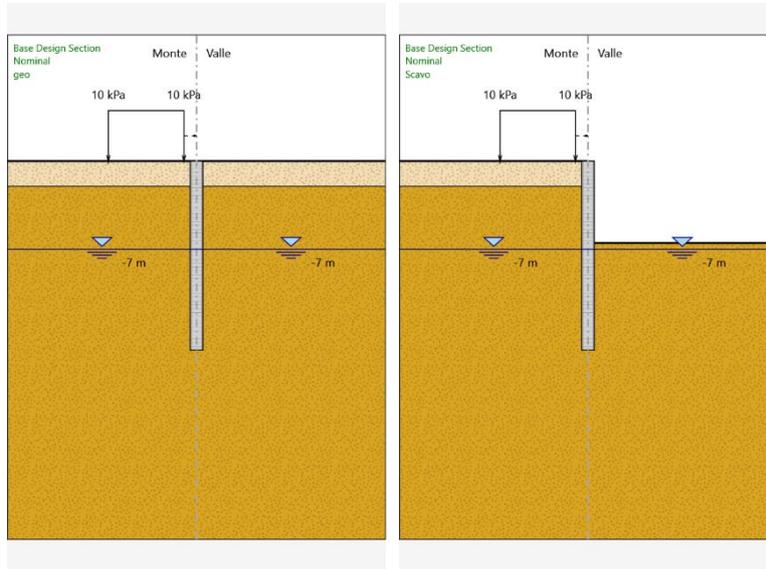


Tabella 1: stage di analisi

10.3 ANALISI DEI CARICHI

10.3.1 Peso Proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato in base alla geometria degli elementi strutturali e al peso specifico assunto per i materiali:

$$\gamma_{cls}=25.0 \text{ kN/m}^3$$

10.3.2 Spinta statica delle terre

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Per tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno il software PARATIE impiega per K_a e K_p la formulazione rispettivamente di Coulomb e Caquot – Kereisel.

Formulazione di Coulomb per k_a

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

ϕ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

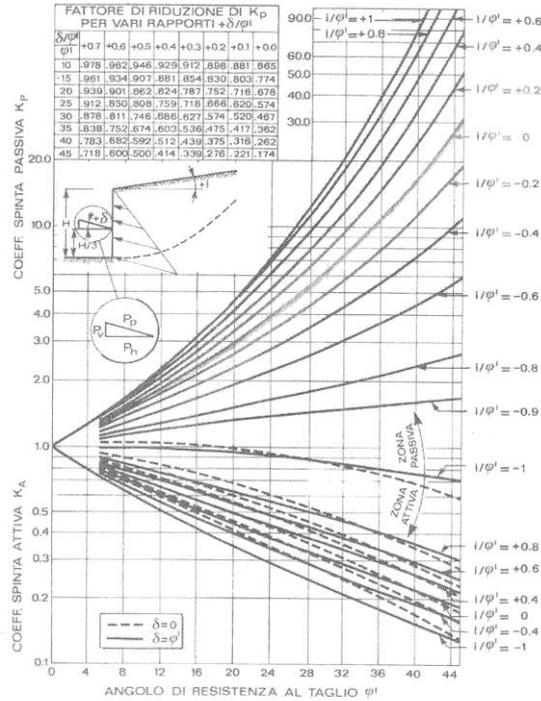
Il valore limite della tensione orizzontale sarà pari a

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno.

Formulazione di Caquot – Kereisel per k_p



10.3.3 Spinta statica dell'acqua

La spinta dell'acqua è proporzionale alla profondità a partire dalla quota di falda.

10.3.4 Spinta da sovraccarico accidentale

Il sovraccarico accidentale di superficie è assunto pari a 20 kPa, riprodotto il traffico stradale attivo sull'eventuale carreggiata presente a tergo delle opere.

10.3.5 Azione sismica

L'azione sismica è stata omessa in quanto il progetto prevede un periodo di costruzione dell'opera in esame inferiore a 2 anni.

10.4 Combinazioni di carico

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2018.

Le rimanenti verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

In particolare nelle verifiche nei confronti di stati limite ultimi geotecnici, si è considerato lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno. Le analisi sono state condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2.

Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, le analisi sono state svolte utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 2– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I NTC2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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_γ	1,0	1,0

Tabella 3– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II NTC2018)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 4: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tabella 6.8.I – NTC 2018)

10.5 ANALISI DEI RISULTATI

10.5.1 Analisi delle sollecitazioni

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per i diversi modelli implementati, con le indicazioni dei valori massimi delle sollecitazioni flettenti e taglianti e delle rispettive profondità. I valori riportati sono relativi all'analisi al metro lineare.

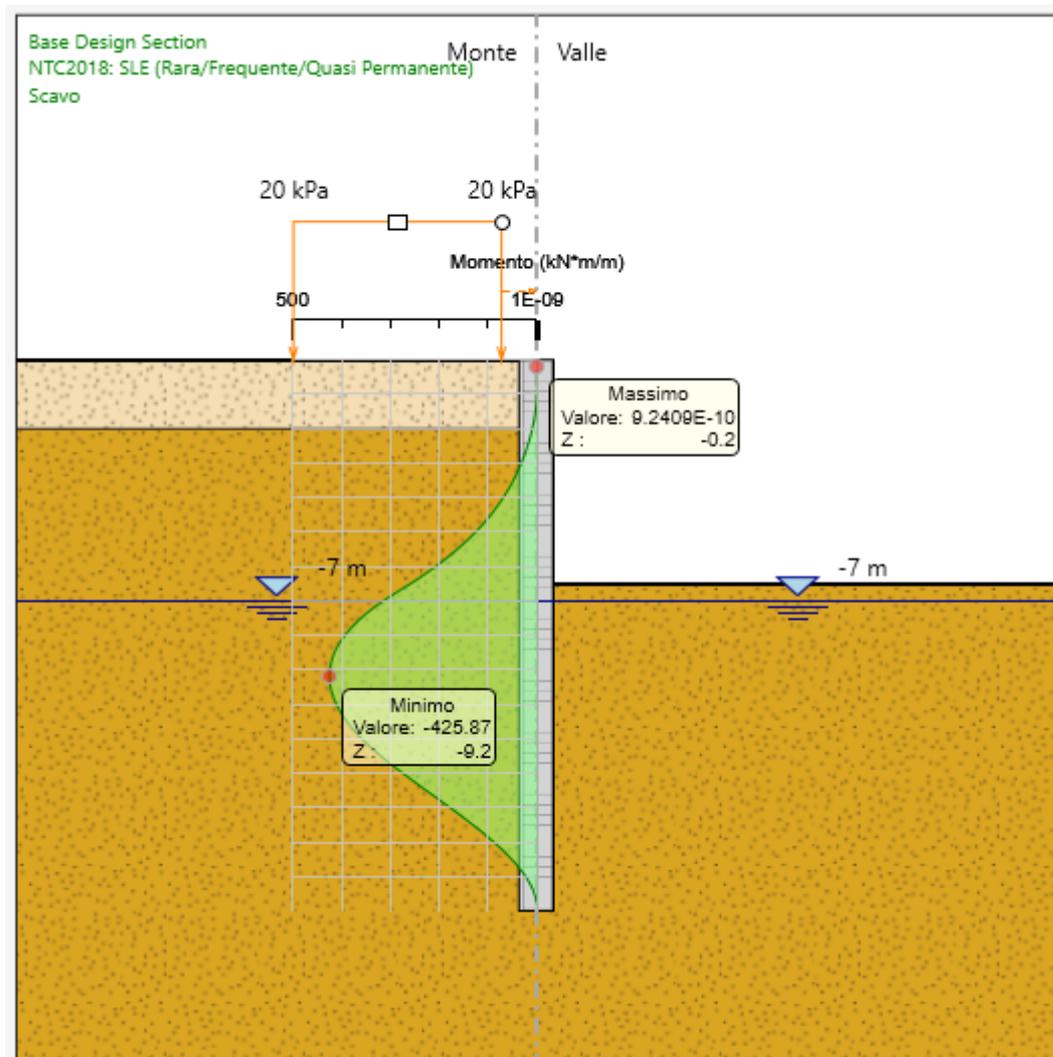


Figura 1: Modello SLE: Involuppo Diagramma del Momento

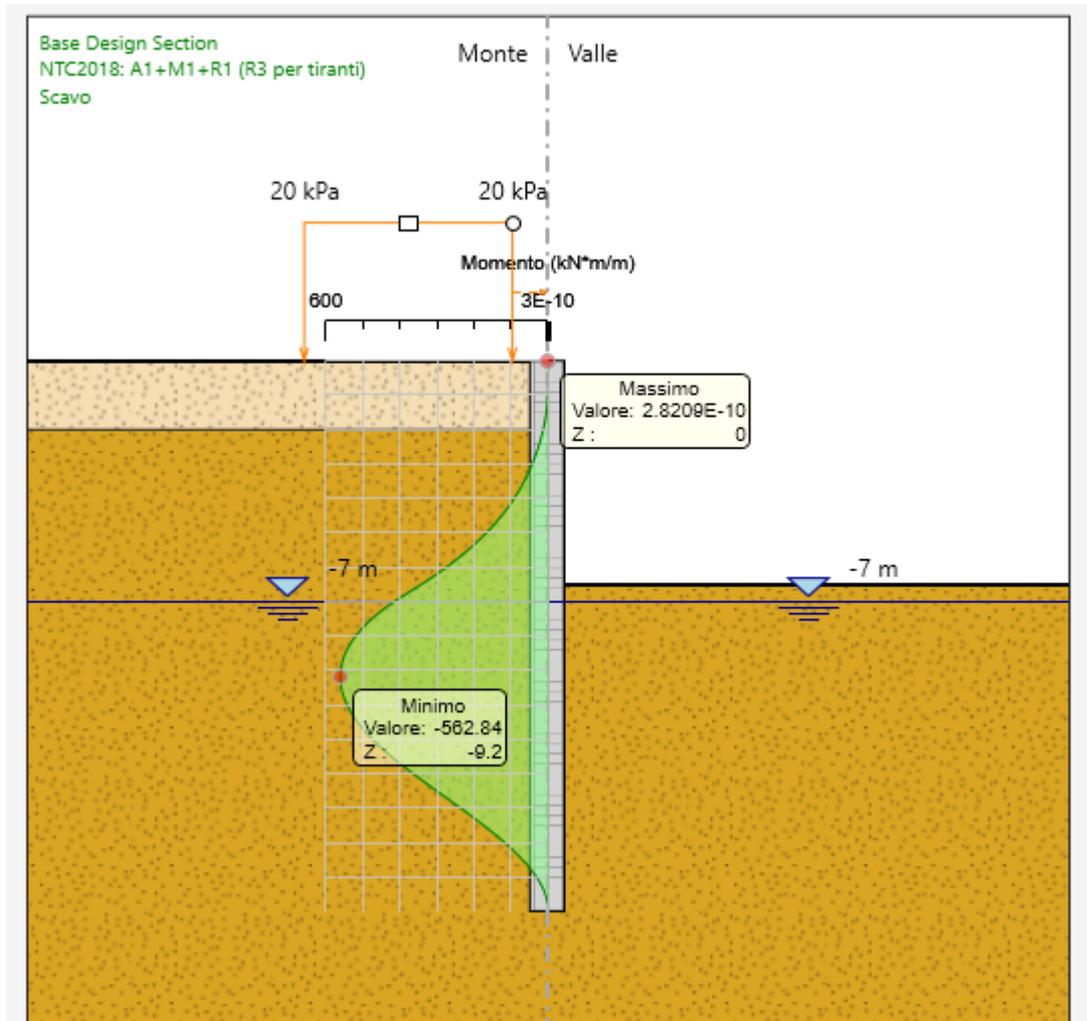


Figura 2: Modelli SLU: Involuppo Diagramma del Momento

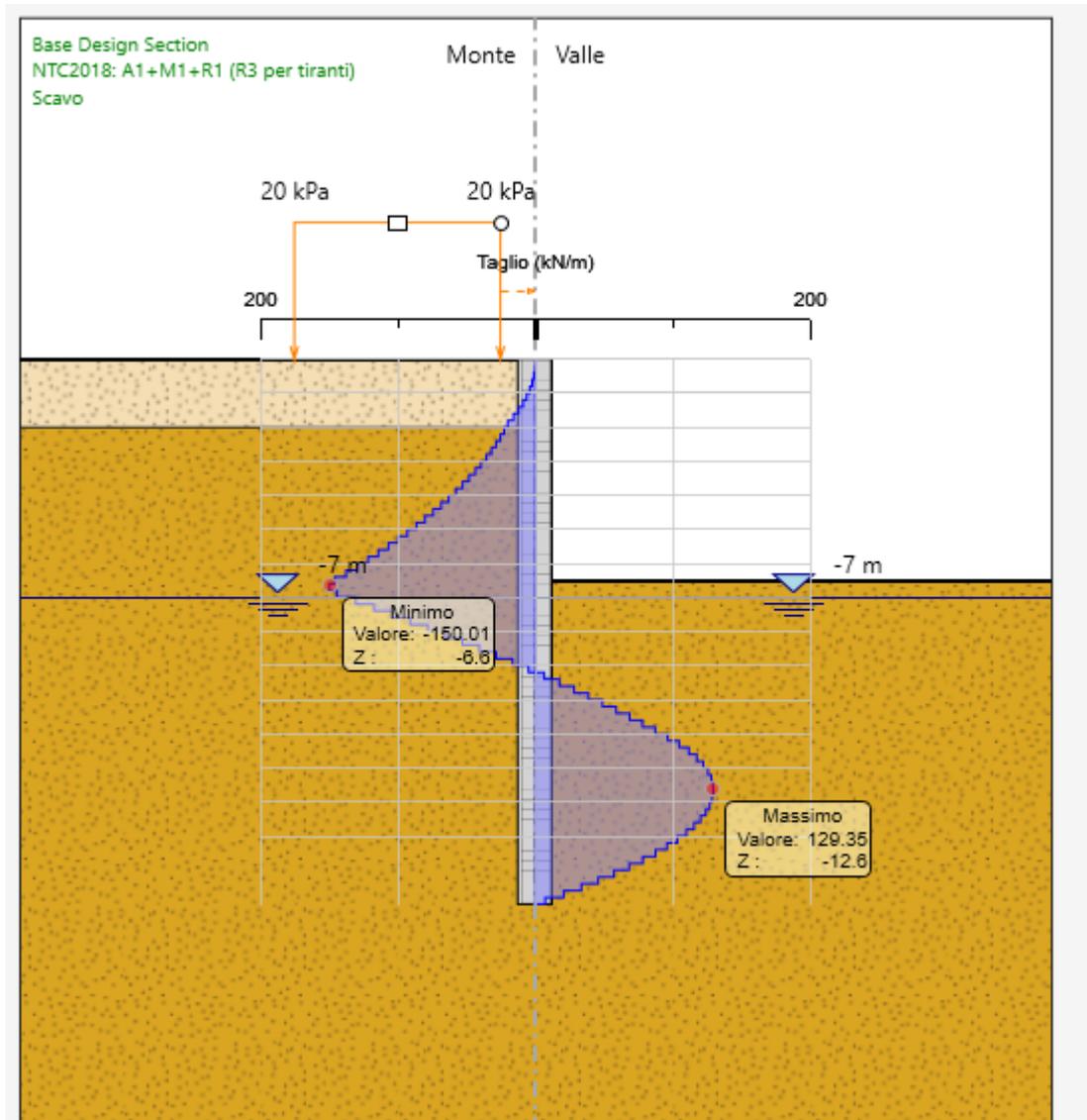


Figura 3: Modelli SLU: Involuppo Diagramma del Taglio

10.5.2 Analisi degli spostamenti

Di seguito si forniscono le indicazioni dei valori massimi degli spostamenti.

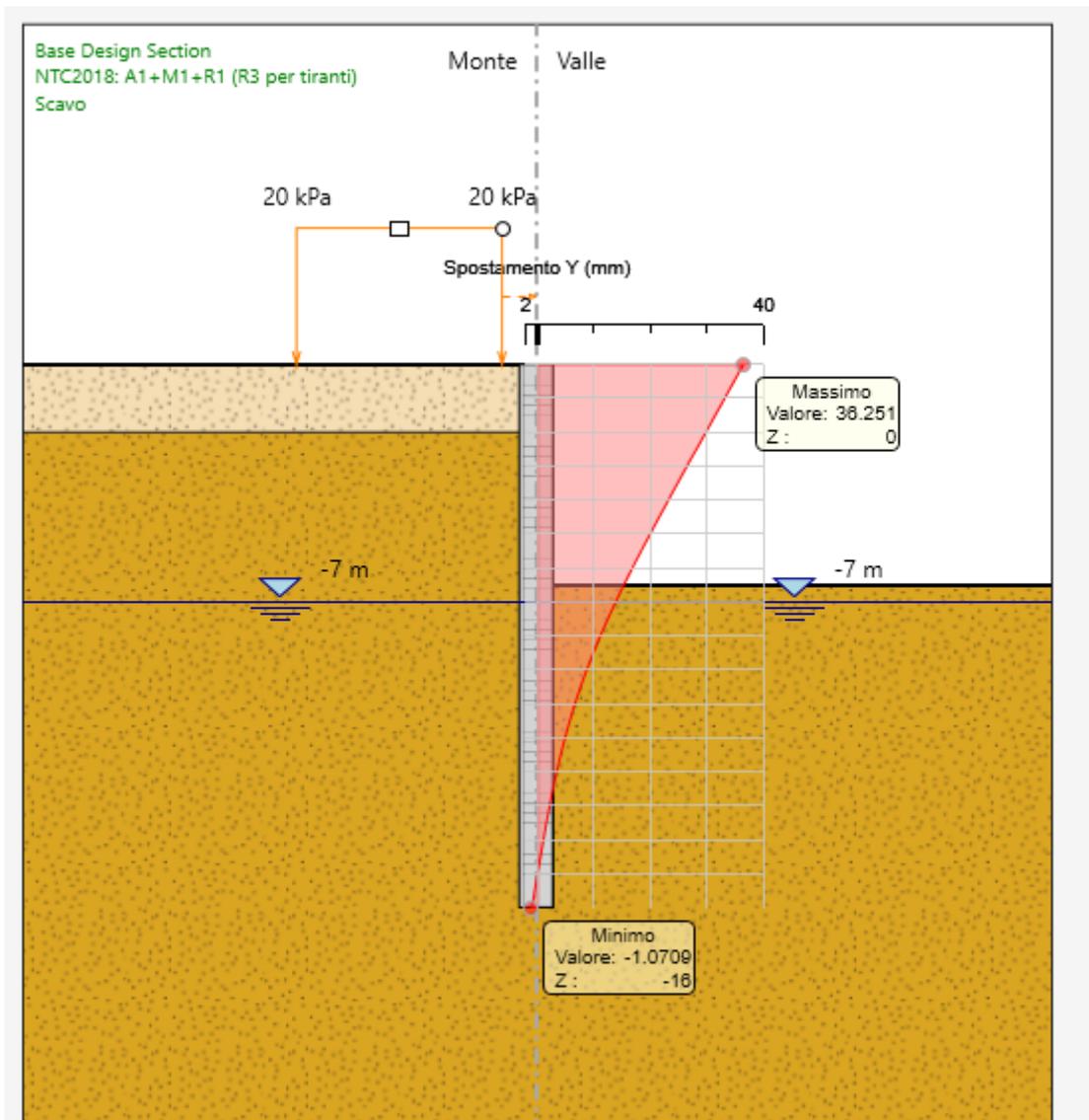


Figura 4: Modello SLE: Inviluppo degli spostamenti

Lo spostamento massimo risulta pari a 36 mm.

10.6 VERIFICHE

10.6.1 Verifiche di stabilità globale

In accordo alle NTC 2018, le verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-opera in condizioni statiche sono state condotte secondo l'Approccio 1 – combinazione 2 (A2 + M2 + R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati alle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.1 delle suddette NTC. Le verifiche in presenza di azioni sismiche sono state eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e considerando la variazione della spinta delle terre per effetto dell'accelerazione sismica (§ 7.11.1 NTC 2018).

Le analisi sono state condotte mediante il programma Paratie Plus, applicando il metodo di Bishop. I risultati ottenuti presentano, lungo tutte le superfici di scivolamento analizzate, dei coefficienti di sicurezza conformi a quanto richiesto dalle NTC, con valore minimo pari a 3.35, come illustrato nella figura seguente con riferimento alla configurazione più gravosa, che si manifesta in fase sismica.

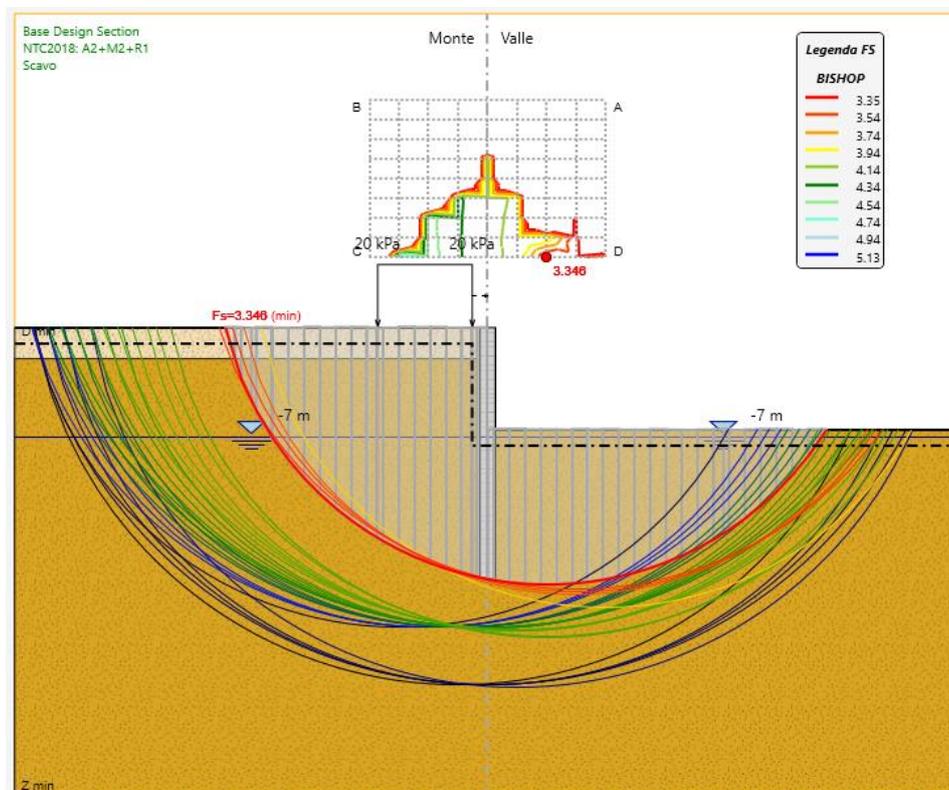


Figura 5: Risultati dell'analisi di stabilità globale

10.6.2 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche sono svolte valutando il coefficiente di sicurezza in termini di rapporto di mobilitazione della spinta passiva, cioè come rapporto tra spinta passiva mobilitata al piede della paratia e la spinta passiva mobilitabile. La verifica è soddisfatta se tale rapporto è inferiore all'unità.

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva): 0.27

Combinazione A2+M2+R1

10.6.3 Verifiche strutturali

Per il palo Ø1000 è stata prevista un'armatura costituita da 24Ø24 e una spirale Ø12 passo 0.15m. Si riporta di seguito la verifica nella condizione più gravosa. Per maggiori dettagli si rimanda agli allegati di calcolo.

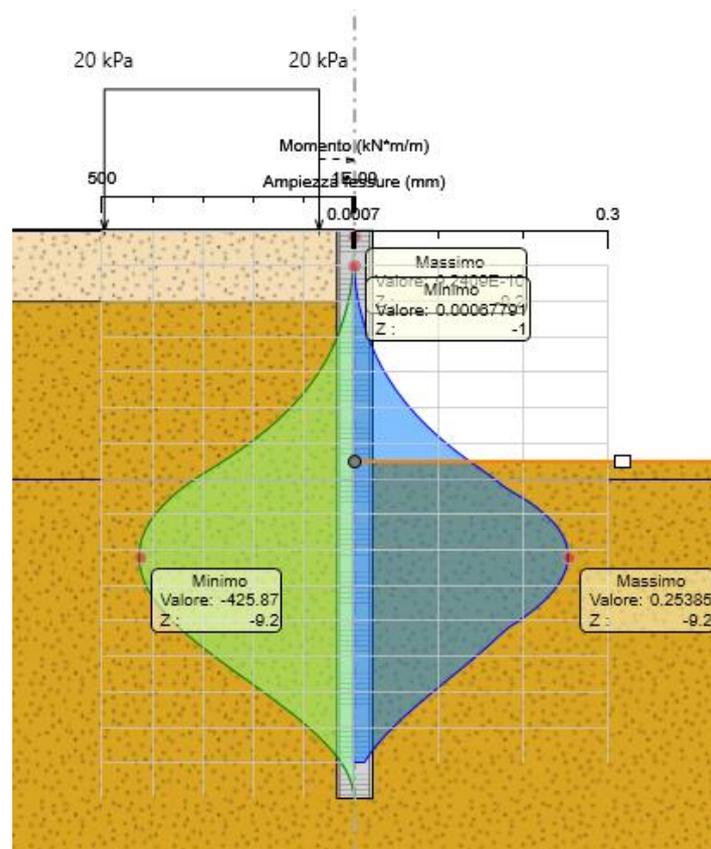


Figura 6: Modello SLE: verifica a fessurazione

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 120/60m (P15-P16)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 09	CL	VI2100 002	A	96 di 97

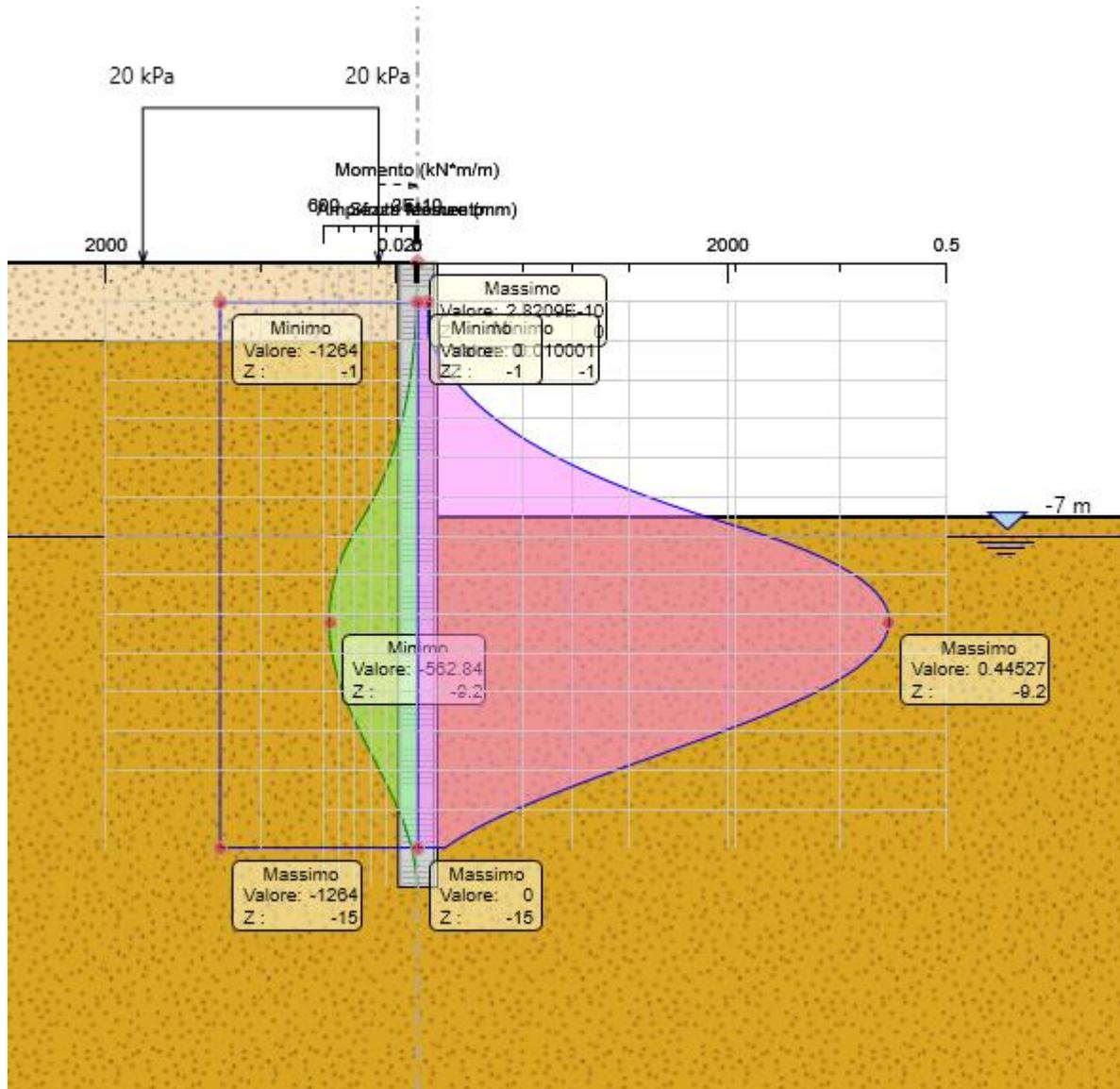


Figura 7: Modello SLU: Verifica flessionale

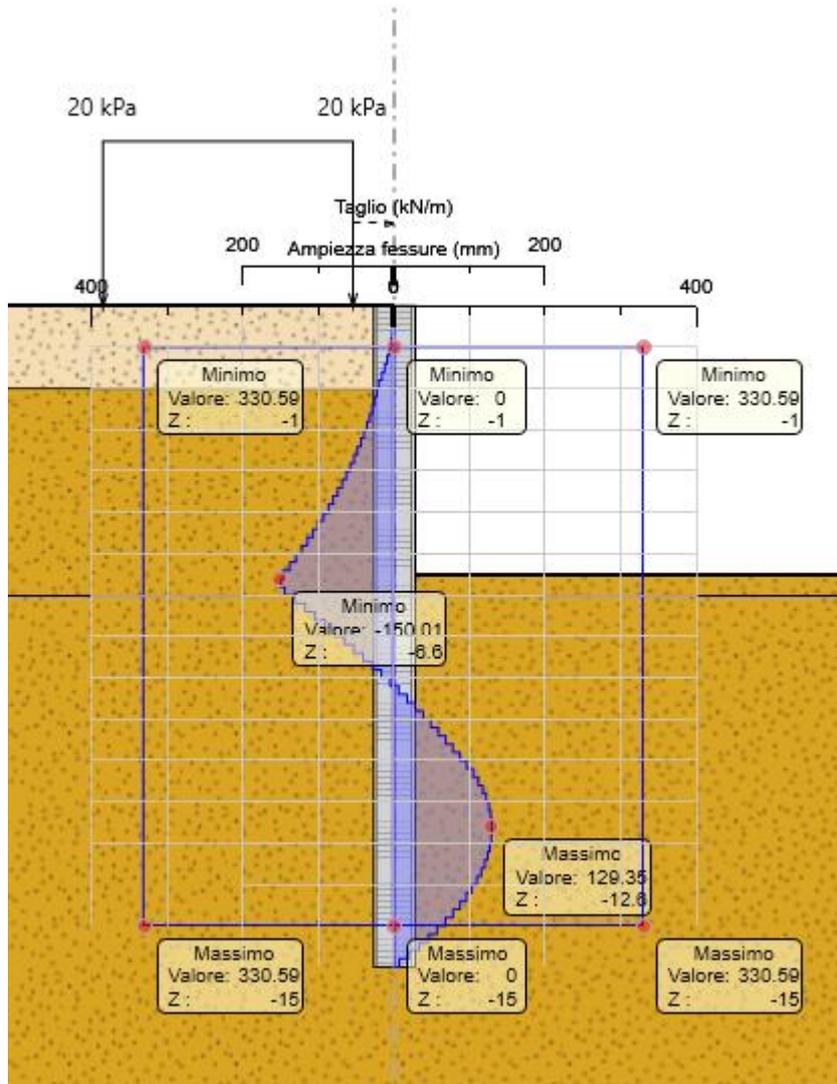


Figura 8: Modello SLU: Verifica a taglio