

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA

Relazione di calcolo - Pile P6 e P7

SCALA:

-

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

I	A	5	F	0	1	D	0	9	C	L	V	I	1	3	0	5	0	0	3	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	F. Oliveti	Luglio 2019	S.Di Spigno 	Luglio 2019	F. Gernone 	Luglio 2019	A. Vittozzi Luglio 2019

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

File: IA5F01D09CLV11305003A_Relazione di calcolo Pile P6 e

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	<i>Descrizione dell'opera</i>	4
1.2	<i>Scopo della relazione</i>	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
3	DESCRIZIONE DELLA PILA	12
4	MATERIALI	16
4.1	<i>Calcestruzzo</i>	16
4.2	<i>Acciaio da armatura ordinaria</i>	16
5	ANALISI DEI CARICHI	17
5.1	CARICHI PERMANENTI	17
5.1.1	Carichi Permanenti G1, Pulvino e fusto Pila	17
5.1.2	Carichi Permanenti Trave reticolare L=85m.....	17
5.2	AZIONI CLIMATICHE	18
5.2.1	Variazione termica.....	18
5.2.2	Azione del vento	18
5.3	Azioni variabili da traffico ferroviario	19
5.3.1	Traffico normale: Treno LM71.....	19
5.3.2	Traffico pesante: Treno SW/2.....	19
5.3.3	Effetti dinamici	20
5.3.4	Forza centrifuga.....	20
5.3.5	Serpeggio	21
5.3.6	Effetti di interazione binario-struttura	22
5.4	AZIONI SISMICHE	24

5.5	AZIONI IDRODINAMICHE	28
5.5.1	Scalzamento della Pila	28
6	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	31
7	ANALISI STRUTTURALE.....	34
7.1.1	Premessa	34
7.1.2	Modello di calcolo	34
8	VERIFICHE DI RESISTENZA	39
8.1	Verifica di Resistenza del Pulvino	39
8.1.1	Premessa	39
8.1.2	Verifiche	41
8.2	Verifica di Resistenza del fusto Pila	43
8.2.1	Premessa	43
8.2.2	Verifiche	43
8.3	Verifica di Resistenza del Plinto di fondazione	50
8.3.1	Premessa	50
8.3.2	Verifica del Plinto	52
9	INCIDENZE ARMATURE.....	56

1 PREMESSA

1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto VI13 Nuovo Basento, ubicato alla progressiva km 1+056.07 della nuova linea Ferrandina – Matera La Matterella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale, si compone di 22 campate sviluppando una lunghezza complessiva di 1 km e 114 metri. Il viadotto presenta uno sviluppo planimetrico inizialmente curvilineo ($R=600m$) per poi terminare in rettilineo.

Il viadotto è in salita, il tracciato cumula un dislivello tra l'ingresso e l'uscita dall'opera di circa 11.6m. Sono presenti due tipologie di impalcati: impalcati misti con travi d'acciaio e soletta di calcestruzzo di luci 31 e 38m e impalcati con struttura reticolare a via inferiore di luci 60 e 85m con attacco diretto del binario.

Le pile sono a sezione circolare piena di diametro 3.6m, con altezze, misurate dallo spiccatto delle fondazioni al piano appoggi, comprese tra 7 e poco oltre i 14 metri. Le fondazioni sono di tipo profondo con pali trivellati di diametro 1.2m; si incontrano due tipologie di fondazione delle pile una a 9 pali (corrente) ed una a 12 pali, impiegata in corrispondenza delle campate di maggiore luce.

La spalla A è di tipo scatolare con altezza del muro frontale di 6.0m, questa è fondata su una platea di pali di diametro 1.2m.

La spalla B viene realizzata tramite una struttura scatolare cava, la cui carpenteria è studiata per adattarsi alla presenza della spalla del viadotto Basento esistente (VI01) che in questa area si affianca al viadotto in progetto, La struttura è caratterizzata da un ingombro planimetrico di 23x 9.7m ed è fondata su pali di diametro 1.2m.

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	5 di 56

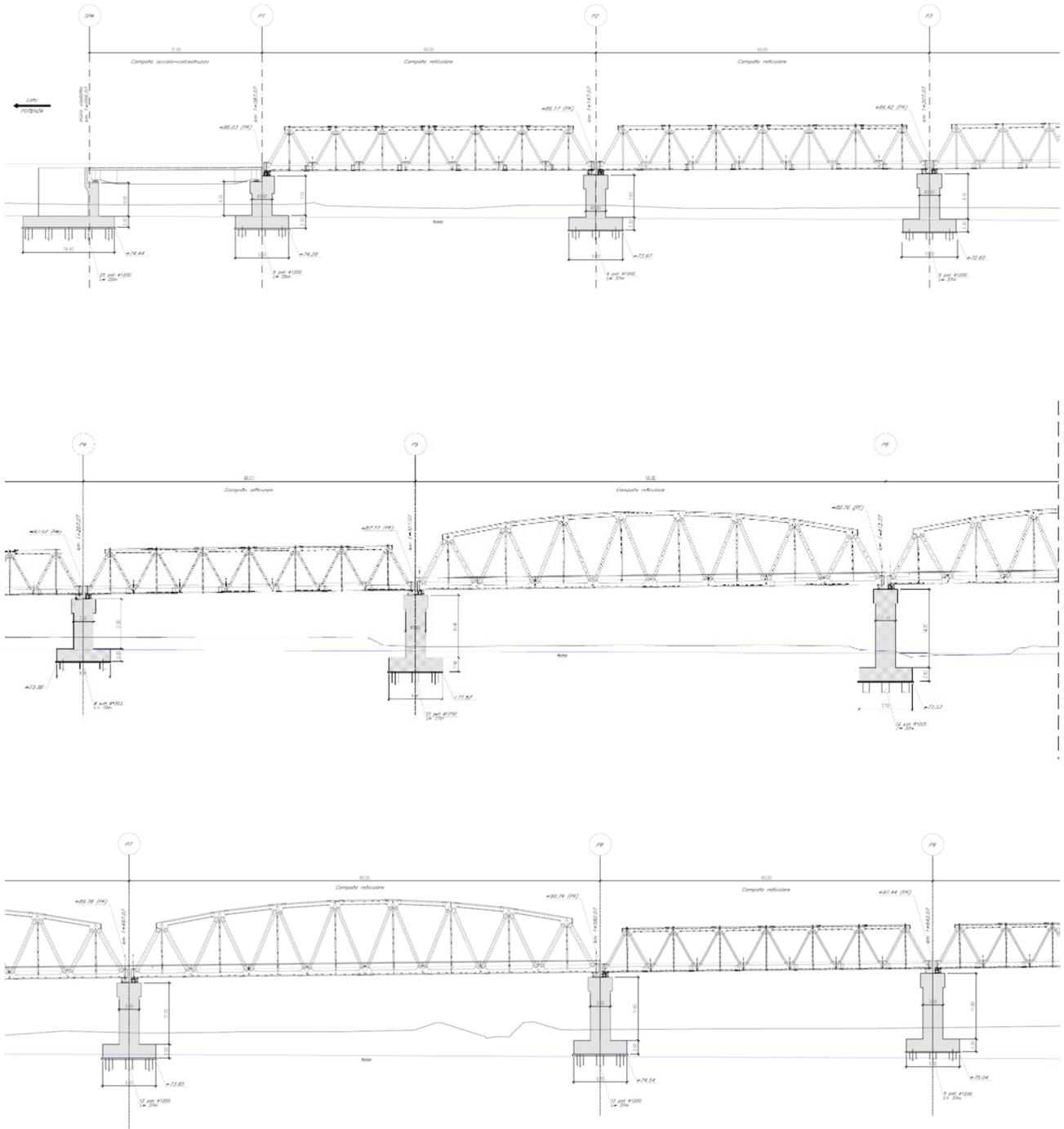


Figura 1: Sezione longitudinale viadotto VI13 Nuovo Basento

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	6 di 56

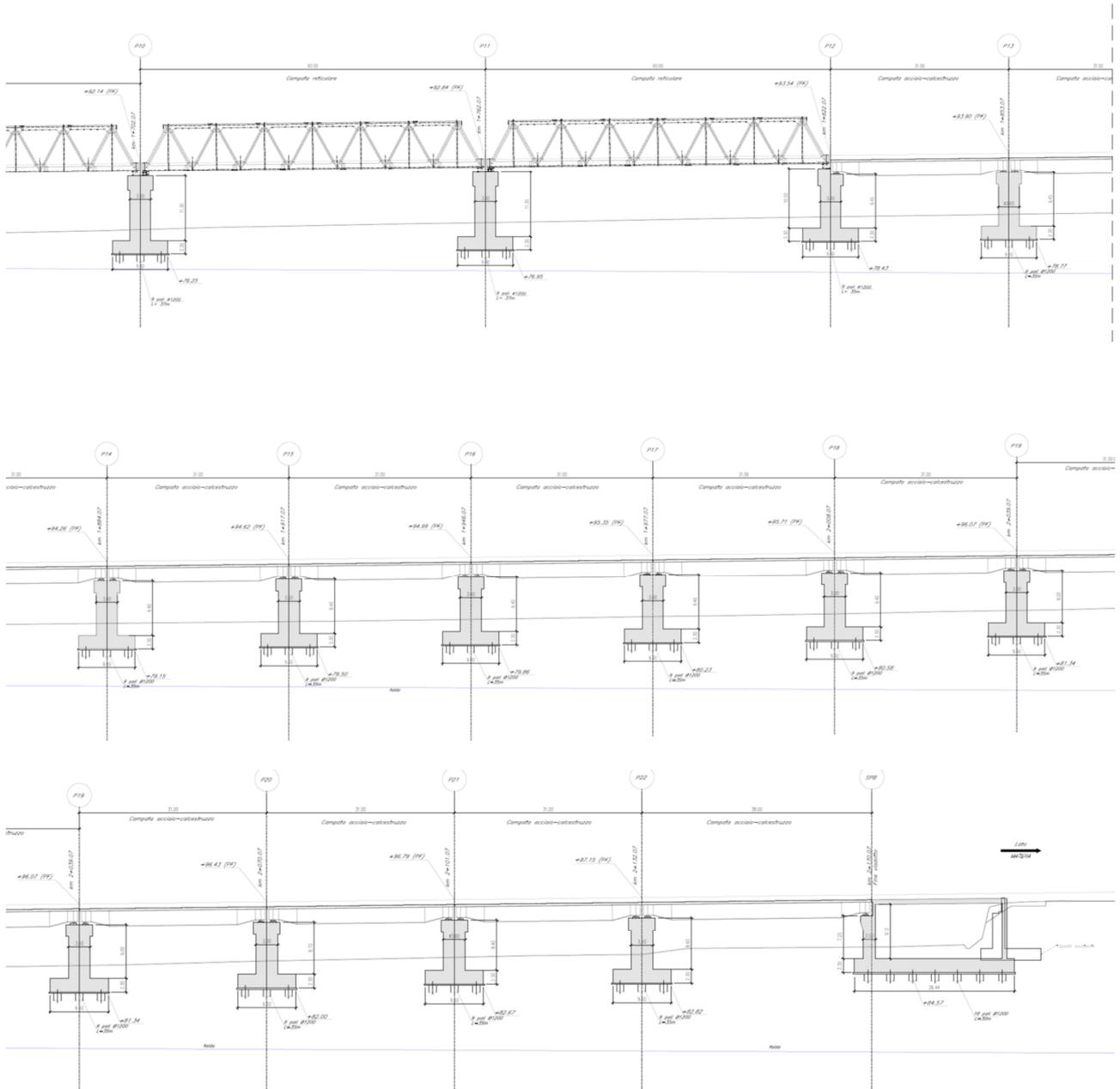


Figura 2: Sezione longitudinale viadotto VI13 Nuovo Basento

1.2 Scopo della relazione

Scopo della presente relazione è il dimensionamento e la verifica strutturale della pila 6 e 7 conformemente alle normative vigenti in materia di costruzioni (NTC2018) nonché alle linee guida RFI per le opere sottobinario (RFI DTC SI PS MA IFS 001 C).

Con riferimento alle sottostrutture prese in considerazione nella presente relazione, le tipologie di impalcato, la geometria del fusto e la geometria del plinto e dei pali sono sintetizzate nella seguente tabella:

Pila	Impalcato precedente	Impalcato successivo	Fusto	Altezza Pila	Dimensioni plinto	Pali
P 6	Campata reticolare. (L=85m)	Campata reticolare. (L=85m)	3,6 m	11,7 m	9.6m x 13,20m	12 ø1200
P 7	Campata reticolare. (L=85m)	Campata reticolare. (L=85m)	3,6 m	8,6m	9.6m x 13,20m	12 ø1200

Per il dimensionamento delle strutture si è fatto riferimento alla pila di maggiore altezza (P7).

A seguire si riportano delle immagini che illustrano la geometria della pila (prospetto frontale e sezione orizzontale del fusto) e del plinto di fondazione (vista in pianta).

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	8 di 56

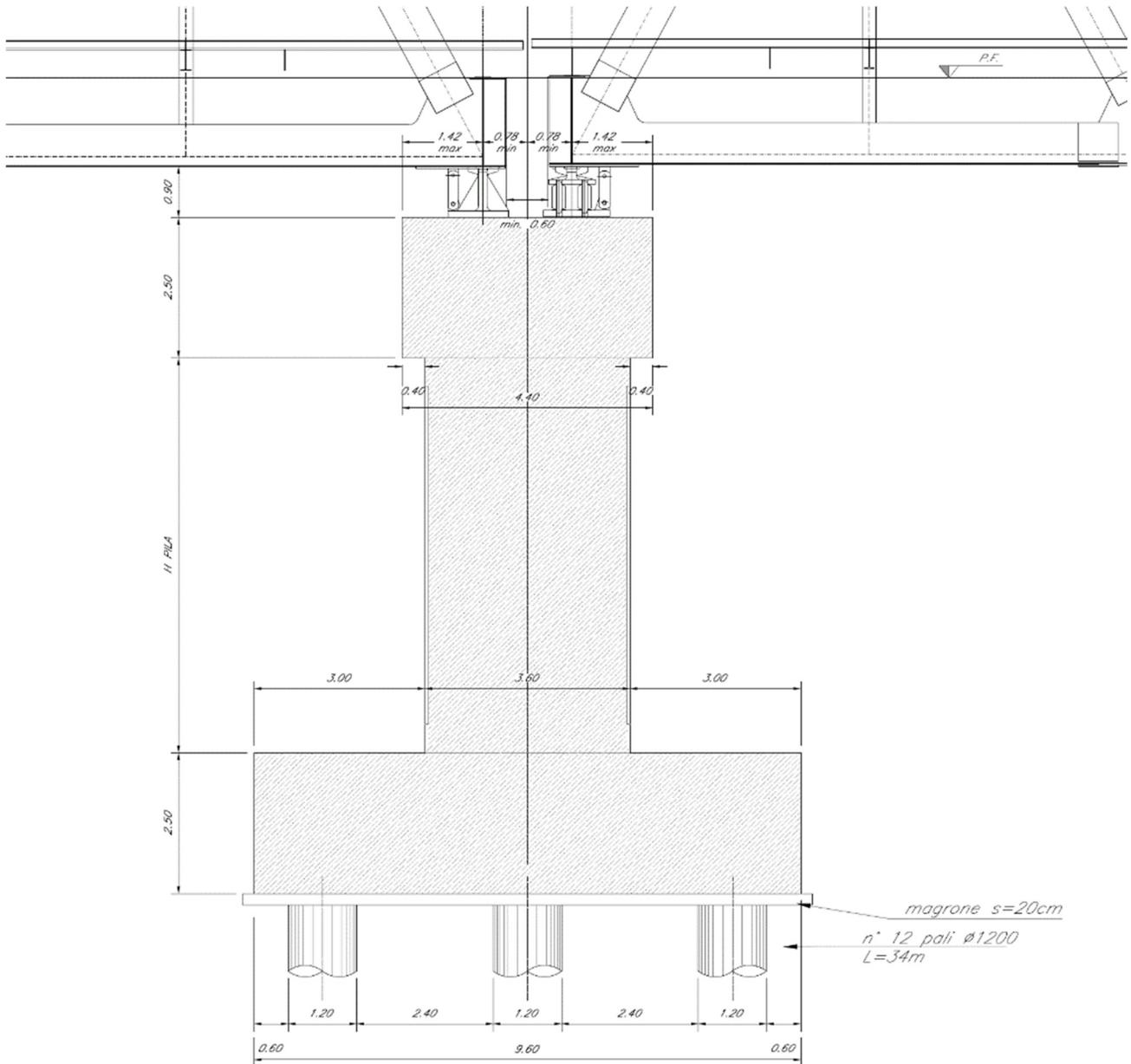


Figura 3: Sezione longitudinale

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	9 di 56

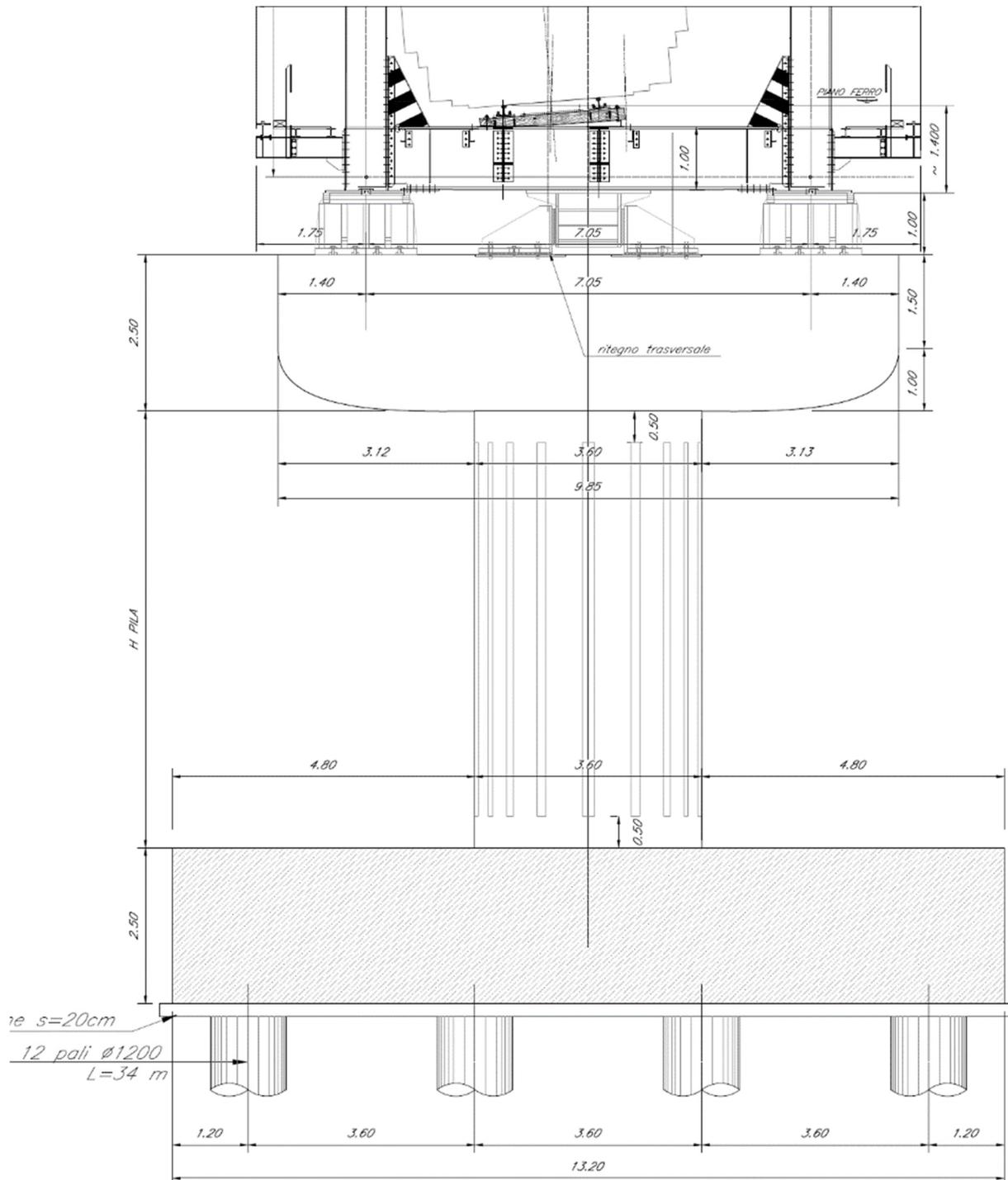


Figura 4: Sezione trasversale

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	10 di 56

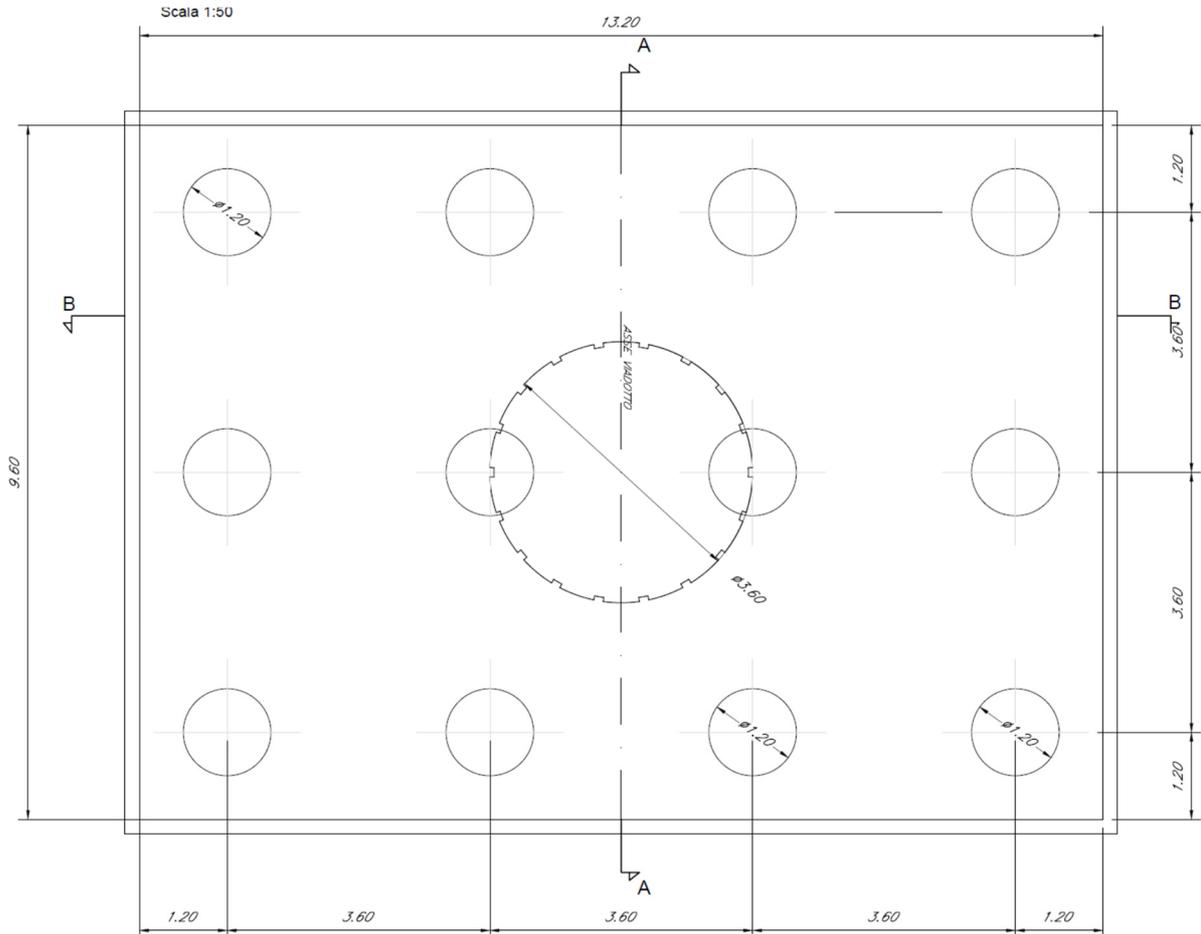


Figura 5: Pianta fondazione

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Legge 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

D.P.R. n. 380/2001 – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;

Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, G.U. n.8 del 20 febbraio 2018.

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: “Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.2: Ponti e strutture”

RFI DTC SI CS MA IFS 001 C: Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.3.: Corpo stradale”

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.

EN 1991-2 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti”

EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”

EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi.”

EN 1993-1 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”

EN 1993-1-8 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti”

EN 1993-1-9 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Fatica”

EN 1993-2 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio”

EN 1994-2 “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio- calcestruzzo - Parte 2: Ponti”

EN 1997-1 “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali.”

UNI EN 1337 – Appoggi strutturali.

3 DESCRIZIONE DELLA PILA

Lungo la Linea ferroviaria Ferrandina – Matera La Martella è prevista la realizzazione di un nuovo viadotto sul fiume Basento a partire dall’imbocco lato Ferrandina della galleria Miglionico in direzione Potenza. Tale viadotto, oggetto della progettazione definitiva in esame, ha una lunghezza di circa 1142 m.

Le pile sono realizzate in c.a., hanno altezze fusto che variano tra 7.0m e gli 11.8m ed un fusto a sezione circolare piena di diametro 3.6 m.

Le fondazioni sono realizzate con plinti rettangolari in c.a. con pali del diametro Φ 1200 mm, posti ad un interasse pari a 3 diametri.



**Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella per il
collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale
PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	14 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	15 di 56

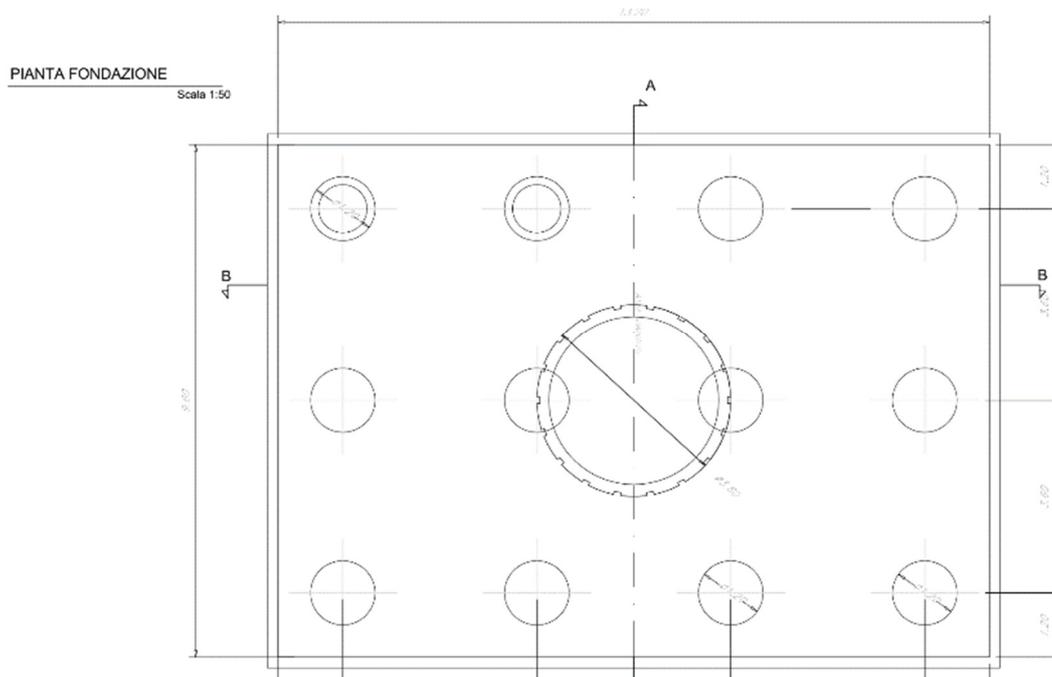


Figura 7: Pianta Fondazione

4 MATERIALI

4.1 Calcestruzzo

- Getti in elevazione di pile e spalle (compresi baggioli e ritegni)

Classe C32/40

Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.1 \text{ Mpa}$

Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33 \text{ Gpa}$

Classe di esposizione = XC4

Classe di consistenza min = S3

Rapporto $a/c_{max} = 0.50$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- Getti di fondazione

Classe C25/30

Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.2 \text{ Mpa}$

Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31 \text{ Gpa}$

Classe di esposizione = XC2

Classe di consistenza min = S3

Rapporto $a/c_{max} = 0.60$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- Magrone

Classe C12/15

Classe di esposizione = X0

4.2 Acciaio da armatura ordinaria

Acciaio tipo B450 C ($f_{yk} = 450 \text{ MPa}$)

Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391 \text{ Mpa}$

Modulo elastico $E_s = 200 \text{ Gpa}$

5 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le corrispondenti verifiche degli elementi strutturali dell'opera.

5.1 CARICHI PERMANENTI

5.1.1 *Carichi Permanenti G1, Pulvino e fusto Pila*

Il peso proprio del pulvino e del fusto pila viene valutato in base alle caratteristiche geometriche assumendo quale peso specifico del c.a.:

$$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3.$$

5.1.2 *Carichi Permanenti Trave reticolare L=85m*

Rimandando alle specifiche relazioni di calcolo degli impalcati per maggiori approfondimenti circa l'analisi dei carichi, di seguito si riportano in formato sintetico i valori considerati per il dimensionamento la sottostruttura.

Peso proprio G1

Peso proprio carpenteria metallica:

$$G1 = 70.4 \text{ KN/m}$$

Permanenti portati G2

$$G2 = 56 \text{ KN/m}$$

5.2 AZIONI CLIMATICHE

5.2.1 *Variazione termica*

Nelle verifiche dei singoli elementi è stata considerata una variazione termica uniforme, una variazione volumetrica ed una variazione termica non uniforme secondo quanto indicato sulla “Specificazione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”.

Variazione termica uniforme

La variazione termica uniforme volumetrica da considerare per un impalcato in acciaio ed armamento diretto risulta pari a $\pm 25^{\circ}\text{C}$.

Per la determinazione delle escursioni degli apparecchi di appoggio è stata considerata una variazione termica uniforme di $25^{\circ} * 1.5 = 37.5^{\circ}\text{C}$.

Variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme è stato considerato un gradiente termico pari a 5°C tra intradosso ed estradosso di impalcato.

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali dell’impalcato sono state considerate delle differenze di temperatura tra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10°C .

5.2.2 *Azione del vento*

L’azione del vento è stata distinta in:

Vento su struttura scarica, ossia azione del vento sul ponte senza carichi mobili;

Vento su struttura carica, ossia azione del vento sul ponte durante il transito dei veicoli.

Per l’azione del vento cautelativamente si prevedono 2.5 kN/mq applicate nelle superfici esposte della travata metallica e dei treni di carico.

5.3 Azioni variabili da traffico ferroviario

I carichi verticali sono definiti attraverso dei modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (LM 71) ed il secondo di quello pesante (SW2).

5.3.1 *Traffico normale: Treno LM71*

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta articolato come da figura seguente:

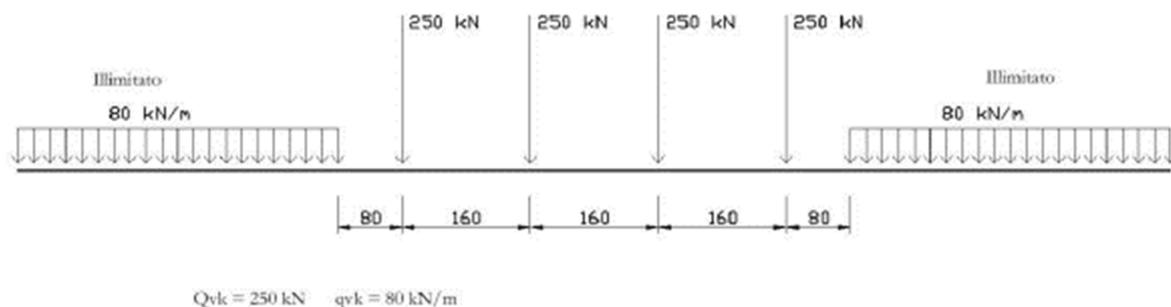


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71

Per questo modello è prevista un'eccentricità di applicazione del carico rispetto all'asse teorico del binario pari a $s/18$ ($s = 1435 \text{ mm}$, scartamento):

$$e_{LM71} = 80 \text{ mm}$$

I valori caratteristici del carico LM71 summenzionati devono essere incrementati per il coefficiente di adattamento $\alpha = 1.1$.

5.3.2 *Traffico pesante: Treno SW/2*

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e risulta articolato come da figura seguente:

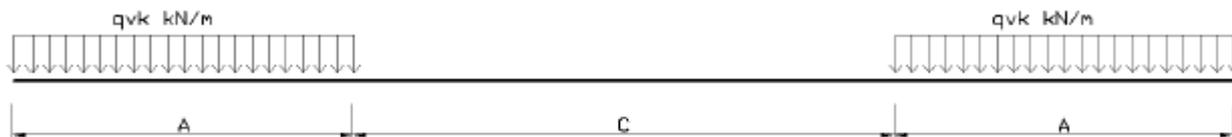


Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

	Qwk (KN/m)	A (m)	C(m)
SW/2	150	25.00	7.00

5.3.3 Effetti dinamici

Si considera una linea con manutenzione standard

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione} \quad 1.0 \leq \Phi_3 \leq 2.0$$

con la lunghezza L_Φ valutata secondo la Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 del manuale di progettazione Ponti RFI:

Inoltre, per ponti metallici con armamento diretto occorrerà considerare un ulteriore coefficiente di adattamento dinamico β , dato da:

$$\beta = 1 \quad \text{per } L_\Phi \leq 8m \text{ e } L_\Phi > 90m$$

$$\beta = 1.1 \quad \text{per } 8m \leq L_\Phi \leq 90m$$

Si assumono i seguenti coefficienti dinamici:

	L [m]	L_Φ [m]	φ [-]	β [-]	$\varphi^*\beta$ [-]
reticolare 85m	83.6	83.6	0.97	1.1	1.07

5.3.4 Forza centrifuga

Il valore caratteristico della forza centrifuga è valutato secondo le seguenti espressioni:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) \quad (5.2.9.a)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk}) \quad (5.2.9.b)$$

dove:

Q_{tk} - q_{tk} = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

Q_{vk} - q_{vk} = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito);

g = accelerazione di gravità in m/s²;

r = è il raggio di curvatura in m.

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (5.2.10)$$

Raggio di curvatura $r=600$ m

Velocità di progetto $V=100$ km/h

Calcolo del coefficiente $V^2/127r$

$$V^2/127r = 0.13$$

In definitiva, dunque, la forza centrifuga ha intensità pari a ($f = 1$):

13% del carico verticale del treno

Essa si considera agente verso l'esterno della curva, applicata alla quota di 1.8m dal piano del ferro.

5.3.5 Serpeggio

Si considera una forza orizzontale concentrata agente sulla sommità della rotaia più alta di intensità pari a $Q_{sk}=100$ kN. A tale carico si applica il coefficiente di adattamento α , menzionato in precedenza.

[KN]	LM71 ($\alpha=1.1$)	SW2 ($\alpha=1.0$)
Azione serpeggio	110	100

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	22 di 56

5.3.6 Effetti di interazione binario-struttura

Di seguito si riportano le azioni massime longitudinali agenti a livello degli appoggi dovute all'interazione binario-struttura, che sono state prese in esame nella verifica e dimensionamento delle sottostrutture.

Per maggiori dettagli al riguardo si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

Tipologia Analisi	Label	APP	Step	Combinazione	Fh [kN]
Tri-dimensionale	2	P1	MAX	11	736
Tri-dimensionale	2	P1	MIN	20	-1120.9
Tri-dimensionale	5	P2	MAX	10	614.3
Tri-dimensionale	5	P2	MIN	20	-931.5
Tri-dimensionale	6	P2	MAX	10	614.6
Tri-dimensionale	6	P2	MIN	20	-931.7
Tri-dimensionale	9	P3	MAX	10	613.1
Tri-dimensionale	9	P3	MIN	20	-870.1
Tri-dimensionale	10	P3	MAX	10	613.6
Tri-dimensionale	10	P3	MIN	20	-870.9
Tri-dimensionale	13	P4	MAX	10	610.2
Tri-dimensionale	13	P4	MIN	20	-802.1
Tri-dimensionale	14	P4	MAX	10	610.9
Tri-dimensionale	14	P4	MIN	20	-802.8
Tri-dimensionale	17	P5	MAX	10	684.4
Tri-dimensionale	17	P5	MIN	20	-728.8
Tri-dimensionale	18	P5	MAX	10	684.6
Tri-dimensionale	18	P5	MIN	20	-729
Tri-dimensionale	21	P6	MAX	10	636.2
Tri-dimensionale	21	P6	MIN	20	-650.5
Tri-dimensionale	22	P6	MAX	10	636.3
Tri-dimensionale	22	P6	MIN	20	-650.6
Tri-dimensionale	25	P7	MAX	18	862.6
Tri-dimensionale	25	P7	MIN	8	-912.9
Tri-dimensionale	26	P7	MAX	18	862.2
Tri-dimensionale	26	P7	MIN	8	-912.6
Tri-dimensionale	29	P8	MAX	18	754.4
Tri-dimensionale	29	P8	MIN	8	-904.4
Tri-dimensionale	30	P8	MAX	18	754.2

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	23 di 56

Tipologia Analisi	Label	APP	Step	Combinazione	Fh [kN]
Tri-dimensionale	30	P8	MIN	8	-904.2
Tri-dimensionale	33	P9	MAX	18	580.5
Tri-dimensionale	33	P9	MIN	12	-619.2
Tri-dimensionale	34	P9	MAX	18	580.2
Tri-dimensionale	34	P9	MIN	12	-619
Tri-dimensionale	37	P10	MAX	18	590.8
Tri-dimensionale	37	P10	MIN	12	-658.2
Tri-dimensionale	38	P10	MAX	18	590.4
Tri-dimensionale	38	P10	MIN	12	-657.8
Tri-dimensionale	41	P11	MAX	18	575.8
Tri-dimensionale	41	P11	MIN	12	-672.8
Tri-dimensionale	42	P11	MAX	18	575.4
Tri-dimensionale	42	P11	MIN	12	-672.4
Tri-dimensionale	45	P12	MAX	18	624.7
Tri-dimensionale	45	P12	MIN	12	-803
Tri-dimensionale	46	P12	MAX	18	624.6
Tri-dimensionale	46	P12	MIN	12	-802.7
Tri-dimensionale	48	P13	MAX	18	707.7
Tri-dimensionale	48	P13	MIN	12	-781.4
Tri-dimensionale	50	P14	MAX	18	635.9
Tri-dimensionale	50	P14	MIN	12	-862.3
Tri-dimensionale	52	P15	MAX	18	621.3
Tri-dimensionale	52	P15	MIN	12	-877
Tri-dimensionale	54	P16	MAX	18	619.1
Tri-dimensionale	54	P16	MIN	12	-882.9
Tri-dimensionale	56	P17	MAX	18	618.2
Tri-dimensionale	56	P17	MIN	12	-895.2
Tri-dimensionale	58	P18	MAX	18	611

5.4 AZIONI SISMICHE

Lo spettro di progetto è stato ottenuto utilizzando il foglio di calcolo elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per la valutazione degli effetti in fondazione è stato considerato lo spettro elastico mentre, per valutare gli effetti indotti dal sisma sulle elevazioni si è adottato un fattore di struttura $q=1,5$.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE
Basilicata

PROVINCIA
Matera

COMUNE
Matera

Elaborazioni grafiche

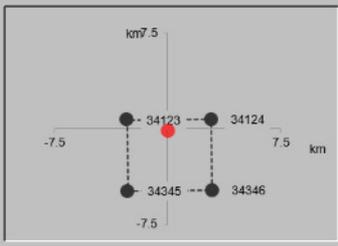
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
 Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_S = 1.426$ $C_C = 1.510$ info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 Regol. in altezza info

Compon. verticale

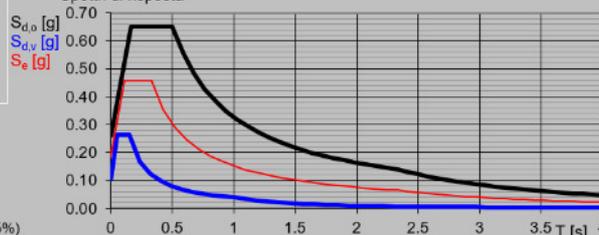
Spettro di progetto

Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

FASE 1

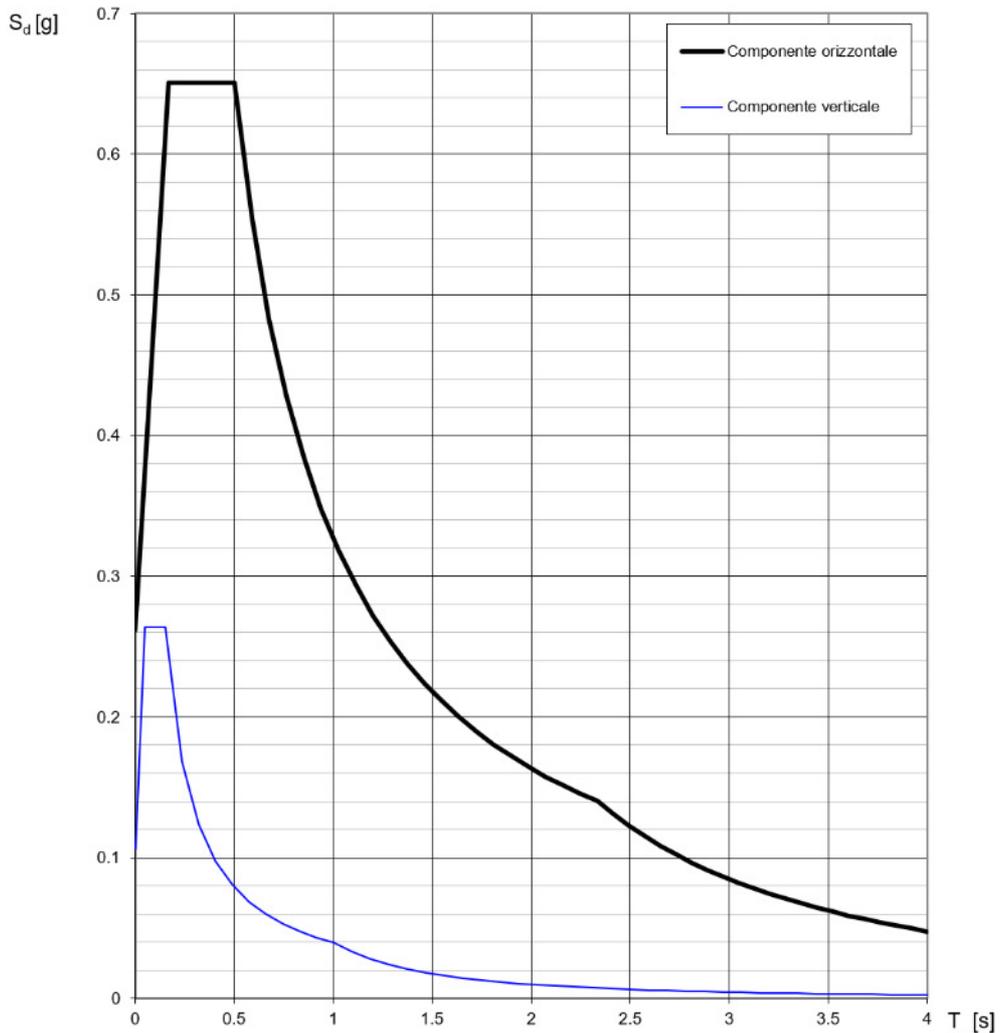
FASE 2

FASE 3

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

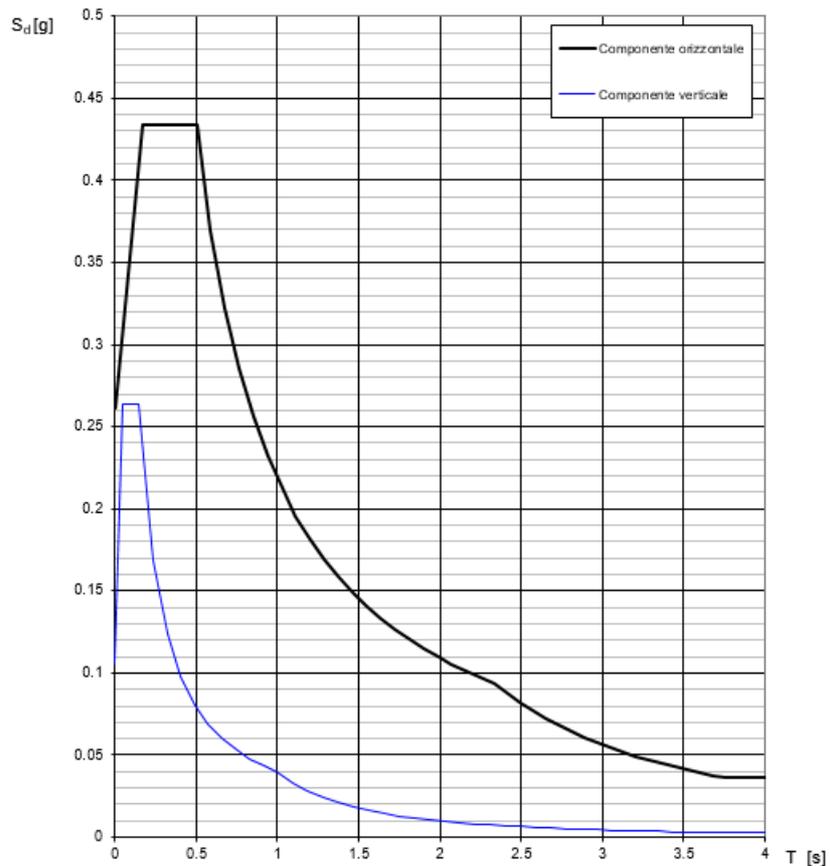
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	26 di 56

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



Di seguito, si riportano il grafico relativo allo spettro di progetto con fattore di struttura $q=1,5m$.

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



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

5.5 AZIONI IDRODINAMICHE

5.5.1 Scalzamento della Pila

La tabella seguente riporta gli scalzamenti attesi per le sottostrutture per gli eventi con tempo di ritorno 1 anno e 300 anni.

TR1 - Fiume Basento	
ID Pila	Ys (m)
1	0
2	0
3	0
4	0
5	6.1
6	6.6
7	0
8	0
9	0
10	0
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	0
17	0
18	0
19	0
20	0
21	0
22	0
23	0
ID Spalla	Ys (m)
SA	-
SB	-

TR300 - Fiume Basento	
ID Pila	Ys (m)
1	6.2
2	7
3	6.6
4	7.2
5	9.1
6	8.9
7	7.4
8	8.6
9	1.7
10	0.7
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	0
17	0
18	0
19	0
20	0
21	0
22	0
23	0
ID Spalla	Ys (m)
SA	4.8
SB	-

Ai fini del dimensionamento delle sottostrutture lo scalzamento e la relativa pressione idrodinamica esercitata sulle opere sono stati considerati secondo il seguente approccio conservativo:

- Per tutti gli stati limite ultimi o di esercizio in assenza di azione sismica si è tenuto in conto degli effetti di scalzamento (compresa l'azione idrodinamica) associata al periodo di ritorno 300 anni;
- Nelle condizioni sismiche (SLV), l'effetto dello scalzamento è stato tralasciato in quanto l'evento tre-centennale è considerato azione eccezionale non cumulabile con l'evento sismico di progetto ($T_{r_sisma}=712$ anni), mentre lo scalzamento più frequente (evento annuale) è talmente limitato e circoscritto che non risulta determinante per le opere di elevazione delle sottostrutture.

nel seguito si esplicitano le sollecitazioni derivanti dall'azione idrodinamica esercitata dall'acqua (durante la piena con tempo di ritorno di 300 anni) sulle sottostrutture.

L'azione idrodinamica può essere rappresentata come una sovrappressione statica attraverso la seguente relazione:

$$F_{wa} = 0.5 \rho_{wa} h b v_{wa}^2$$

- ρ_{wa} è la densità dell'acqua pari ad $1 \text{ kN s}^2/\text{m}^4$;
- v_{wa} è la velocità media della corrente in m/s;
- k è il fattore di forma, pari ad 1.44 per sezioni rettangolari (plinto) e pari a 0.70 per sezioni circolari nel piano orizzontale (pali e pile);
- h e b sono l'altezza e la larghezza investite dal flusso dell'elemento in esame.

Da tale relazione, in funzione dell'angolo di incidenza della corrente, sono state ricavate le due componenti longitudinali e trasversali della sovrappressione idrodinamica, lungo il plinto della fondazione e lungo la pila.

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	30 di 56

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE					
PILA	Flong	Ftrasv	Ftot	Mtrasv	Mlong
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Spalla A	124.2	132.9	181.9	203.77	175.55
1	33.6	38.8	51.4	74.72	53.91
2	55.1	52.8	76.3	99.50	109.37
3	51.4	44.3	67.8	76.50	105.87
4	64.8	58.8	87.5	110.20	136.69
5	153.4	109.6	188.5	258.80	370.48
6	140.4	100.2	172.5	240.13	344.00
7	50.3	40.5	64.6	78.53	83.15
8	175.7	141.4	225.6	264.64	267.60
9	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0

6 CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state verificate le seguenti combinazioni di carico:

Combinazioni fondamentali – SLU;

Combinazioni eccezionali;

Combinazioni sismiche;

Combinazioni frequenti.

Per l'analisi della struttura sono stati considerati due gruppi di carico: il gruppo di carico 1 e il gruppo 3.

	Carco verticale	Frenatura/avviamento*	Forza centrifuga	Serpeggio
LM71 gr1	1	0.5	1	1
LM71 gr3	1	1	0.5	0.5
SW/2 gr1	1	0.5	1	1
SW/2 gr3	1	1	0.5	0.5

* Si considera l'azione (frenatura/avviamento) con intensità più alta.

I coefficienti riportati nella tabella sottostante sono il prodotto $\gamma \cdot \psi$:

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	32 di 56

carico	G1+G2 mista	G1+G2	Resist parassita vincoli	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Interazione binario struttura	Scalzamento Tr=300anni	Vento	SLV_x	SLV_y	SLV_z
slu 1	1.35	1.50	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 2	1.35	1.50	1.35	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 3	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	1.45	0.00	1.45	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 4	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 5	1.35	1.50	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 6	1.35	1.50	1.35	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 7	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	1.45	0.00	1.45	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 8	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 9	1.35	1.50	1.35	1.16	0.00	0.00	0.00	1.16	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slu 10	1.35	1.50	1.35	0.00	1.16	0.00	0.00	1.16	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slu 11	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	1.16	0.00	1.16	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slu 12	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slv 1	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 2	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
slv 3	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
slv 4	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 5	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
slv 6	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
slv 7	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 8	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
slv 9	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	33 di 56

carico	G1+G2 mista	G1+G2	Resist parassita vincoli	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Interazione binario struttura	Scalzamento Tr=300anni	Vento	SLV_x	SLV_y	SLV_z
slv 10	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 11	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
slv 12	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
sle 1	1	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0
sle 2	1	1	1	0	1	0	0	1	1	0	0	0	0
sle 3	1	1	1	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0
sle 4	1	1	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0

7 ANALISI STRUTTURALE

7.1.1 Premessa

In accordo al §4.3.2 del D. Min. 17/01/2018, sono state valutate le azioni mediante un'analisi globale elastica mediante l'ausilio del software SAP 2000, capace di gestire analisi lineari e non lineari. Il modello richiama le caratteristiche geometriche della Pila.

Dal modello sono state dedotte le sollecitazioni combinate agenti sulle diverse sezioni dell'elemento strutturale le quali, hanno fornito i valori delle sollecitazioni con cui sono state effettuate le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni trasmesse alle sottostrutture necessarie ai fini delle verifiche geotecniche e strutturali del sistema terreno-fondazione; entrambe riportate nella specifica relazione di calcolo e pertanto non contenute nel presente documento.

7.1.2 Modello di calcolo

Il modello agli elementi finiti è stato realizzato in modo da rappresentare accuratamente le caratteristiche geometriche ed inerziali della pila a partire dall'intradosso delle fondazioni fino agli appoggi dell'impalcato.

Il calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto viene effettuato mediante una schematizzazione a mensola. Per gli scarichi in fondazione e la ripartizione degli sforzi sui pali si è ipotizzata una platea infinitamente rigida collegata alla base della pila tramite l'ausilio di braccetti infinitamente rigidi.

Grazie a questi elementi, inoltre, è stato realizzato il collegamento tra pulvino ed appoggi dell'impalcato in modo da garantire la completa trasmissione delle forze sul fusto della pila.

Assi di riferimento globale

x = asse longitudinale impalcato

y = asse trasversale impalcato

z = asse verticale impalcato

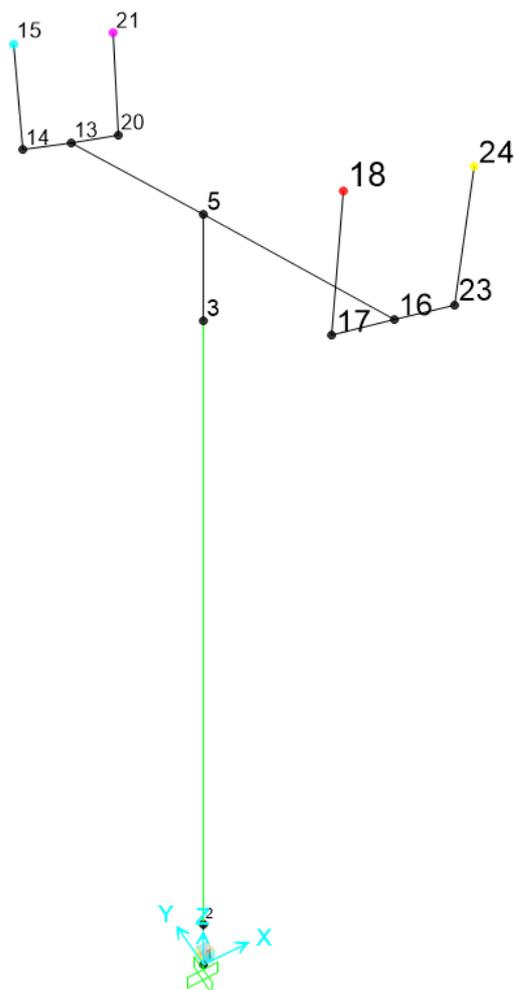


Figura 8: Modello E. F. pila

Per valutare le sollecitazioni indotte dall'azione sismica, è stato utilizzato un modello con modulo elastico ridotto.

Di seguito si riportano i principali risultati delle analisi in termini di sollecitazioni e deformazioni ed i primi tre modi di vibrare della pila.

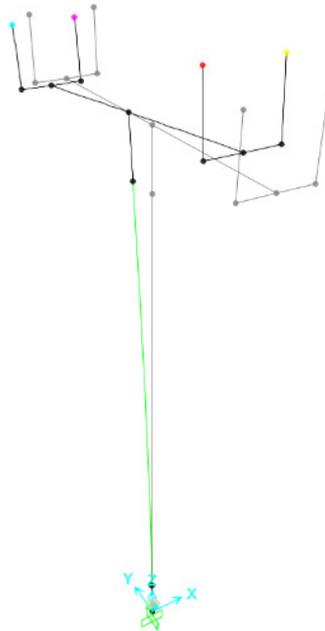


Figura 9: Deformata primo modo di vibrare

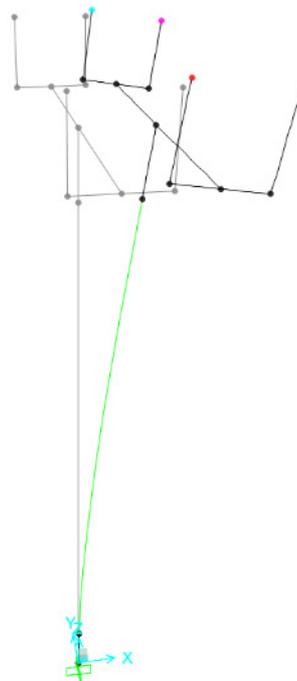


Figura 10: Deformata secondo modo di vibrare

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	37 di 56

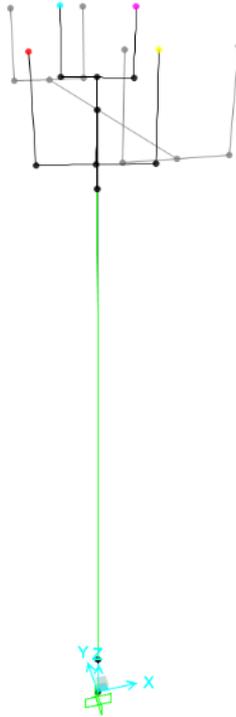


Figura 11: Deformata terzo modo di vibrare

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	38 di 56

Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0.769	0.0%	82.2%	0.0%	0%	82%	0%
0.734	91.0%	0.0%	0.0%	91%	82%	0%
0.324	0.0%	0.0%	0.0%	91%	82%	0%
0.131	0.0%	9.9%	0.2%	91%	92%	0%
0.094	0.0%	0.0%	88.1%	91%	92%	88%
0.047	1.1%	0.0%	0.0%	92%	92%	88%
0.040	0.0%	0.0%	2.6%	92%	92%	91%
0.033	0.0%	0.0%	0.0%	92%	92%	91%
0.029	0.0%	0.0%	0.0%	92%	92%	91%
0.024	0.0%	0.0%	0.0%	92%	92%	91%
0.019	0.0%	0.0%	0.0%	92%	92%	91%
0.019	0.0%	0.0%	0.0%	92%	92%	91%

8 Verifiche di Resistenza

8.1 Verifica di Resistenza del Pulvino

8.1.1 Premessa

Per poter dimensionare e verificare le armature del pulvino, sono state estrapolati gli sforzi di trazione e compressione in corrispondenza dell'appoggio maggiormente sollecitato.

Poiché trattasi di elemento strutturale di tipo tozzo, la verifica del pulvino è stata condotta impiegando un modello tirante puntone, come quello rappresentato nella figura seguente.

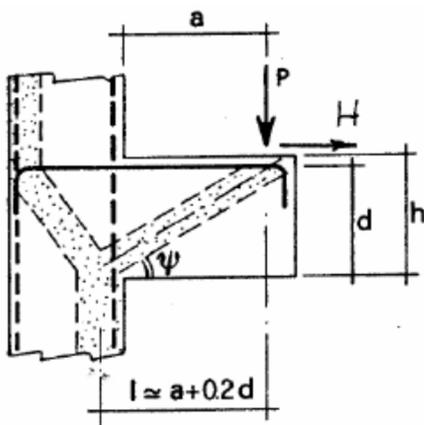


Figura 12 Meccanismo Tirante puntone della mensola tozza

Si distingue un meccanismo di tipo tirante-puntone principali nel pulvino, descritto a seguire:

Il meccanismo è innescato dalle azioni trasmesse al pulvino dagli appoggi dell'impalcato e coinvolge un tirante-puntone diagonale dal centro della pila all'asse dell'appoggio maggiormente sollecitato. Tale meccanismo è stato considerato solo per il dimensionamento dell'armatura trasversale del pulvino, ovvero quella in direzione y rispetto all'impalcato.

La larghezza della sezione resistente del tirante di armatura e della biella compressa (B_{eff} = larghezza efficace) viene assunta pari alla metà della larghezza del pulvino (dir. x rispetto all'impalcato), pari a 4,4m e per la verifica del tirante-puntone è stato utilizzato l'appoggio più sollecitato.

L'altezza della sezione della biella compressa viene assunta pari a:

$$h_c = 0.4 d c / (1 + \lambda^2); \text{ (si assume } c = 1 \text{)}$$

in conformità a quanto riportato in §C4.1.2.1.5 [2].

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	40 di 56

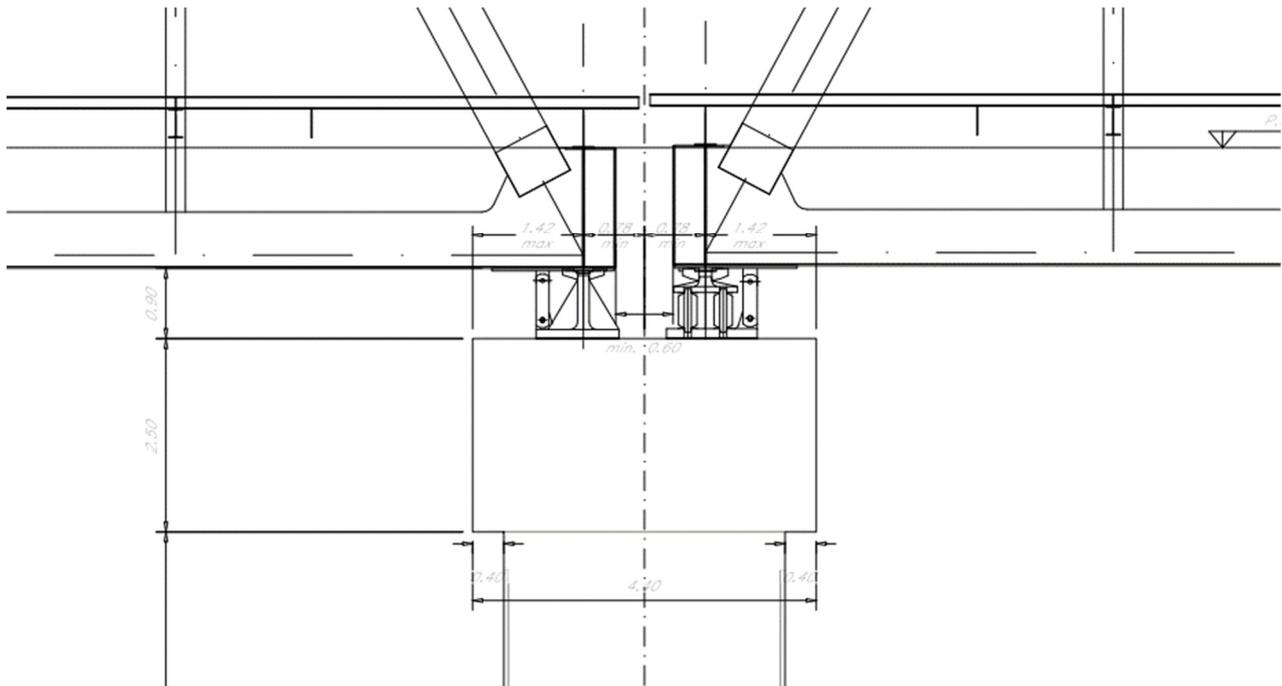


Figura 13: Sezione Longitudinale Travi reticolari

PIANTA PULVINO
Scala 1:50

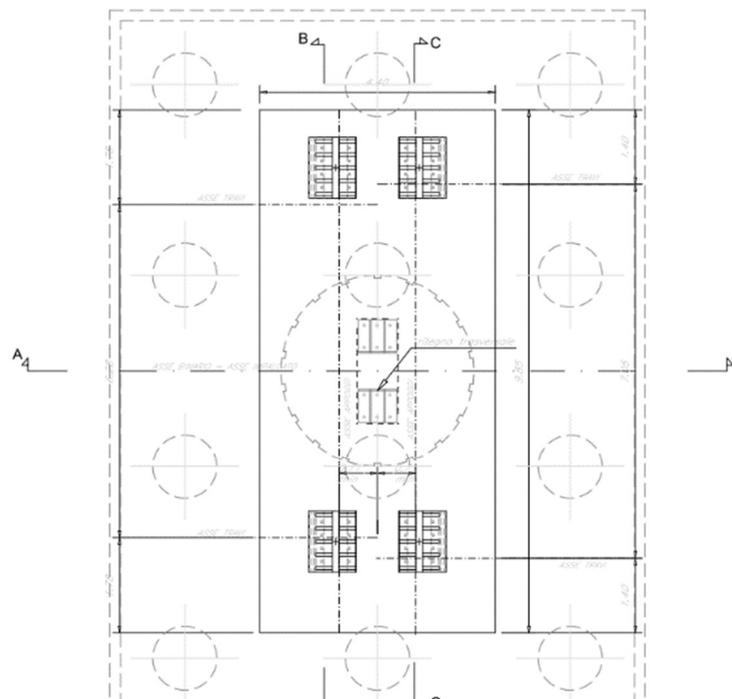


Figura 14: Pianta Pulvino

8.1.2 Verifiche

8.1.2.1 Verifica Tirante-Puntone

La sezione è stata armata considerando un meccanismo tirante puntone con le seguenti caratteristiche geometriche:

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, Acciaio.		
a	2.35	m
h	2.50	m
l	2.84	m
ψ	38	°

Dove **a** rappresenta la distanza dal centro della pila al centro dell'appoggio maggiormente sollecitato, e **ψ**, l'angolo di inclinazione tra tirante e puntone.

Il tirante d'armatura impiegato nelle verifiche è descritto nella tabella seguente.

	Armatura inferiore di verifica	Armatura superiore di verifica	
	dir. Trasv.	dir. Trasv.	
øbarre	3.00	3.00	[cm]
ibarre	0.10	0.15	[m]
nstrati	3.00	1.00	
nbarre	30	7	

Con un totale di percentuale di armatura per un metro di sezione pari a 0.95%.

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, CLS.		
Bc	2.104	m
hc	0.81	m
Ac	1.71	m ²

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	42 di 56

Di seguito, le verifiche effettuate per il dimensionamento dell'Armatura considerando il valore di sforzo normale massimo.

Combinazioni	PEd (KN)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)	f_{yd} (MPa)	ρ_s (-)	σ_c (MPa)	f_{cd}' (MPa)	ρ_c (-)
SLU	9010	238	391	0.61	7	8.23	0.9
SLV	4700	124	391	0.22	4	8.23	0.54

Le verifiche risultano soddisfatte.

8.1.2.2 Verifica Fessurazione

Nella combinazione SLE più sfavorevole, la sezione risulta parzializzata con la seguente tensione delle barre d'armatura:

Combinazioni	PEd (KN)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)
SLE	6121	162

Si procede, pertanto, alla verifica dell'ampiezza delle fessure.

Verifica trasversale singola barra

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	100.00 mm
di diametro medio barre	Φ (barre)	30 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	65 mm
altezza efficace	hc,eff	163 -
classe cls	cls C	32 MPa
tensione max barra	σ_s	162 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
(fisso)	k3	3.4 -
(fisso)	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	5.28E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	2.87E+02 mm
ampiezza fessure:	
wk	0.15 mm
w LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

8.2 Verifica di Resistenza del fusto Pila

8.2.1 Premessa

Per poter dimensionare e verificare le armature della Pila sono state estrapolate le sollecitazioni agenti sulla sezione dell'estradosso del plinto. La pila, come descritto precedentemente, presenta una sezione circolare piena con un diametro di 3,6m. L'armatura longitudinale è stata disposta su due strati; quello più esterno, con un copriferro di 8 cm, mentre quello più interno ad una distanza di 30 cm rispetto al precedente.

Si considera quindi, un'armatura di progetto composta da due file di ferri di 120 Φ 30 disposte rispettivamente con un passo 9 cm e 7.5 cm, per una percentuale d'armatura di 1.67%.

8.2.2 Verifiche

8.2.2.1 Verifica Presso-Flessione

La tabella seguente riporta le sollecitazioni estratte dal modello ed i risultati delle verifiche per pressoflessione in termini di rapporto tra domanda e capacità ($\rho = M_{Ed}/M_{Rd}$).

Combinazioni	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	MEd (KNm)	Mrd (KNm)	ρ (-)
slu 1Max	-33190	51881	31116	60496	112163	0.54
slu 1Min	-33190	51881	31116	60496	112163	0.54
slu 2Max	-35354	68300	31116	75054	112163	0.67
slu 2Min	-35354	68300	31116	75054	112163	0.67
slu 3Max	-33190	31304	31116	44138	112163	0.39
slu 3Min	-33190	31304	31116	44138	112163	0.39
slu 4Max	-35354	40214	31116	50846	112163	0.45
slu 4Min	-35354	40214	31116	50846	112163	0.45
slu 5Max	-33190	43568	31116	53538	112163	0.48
slu 5Min	-33190	43568	31116	53538	112163	0.48
slu 6Max	-35354	59987	31116	67577	112163	0.60
slu 6Min	-35354	59987	31116	67577	112163	0.60
slu 7Max	-33190	22991	31116	38688	112163	0.34
slu 7Min	-33190	22991	31116	38688	112163	0.34

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	44 di 56

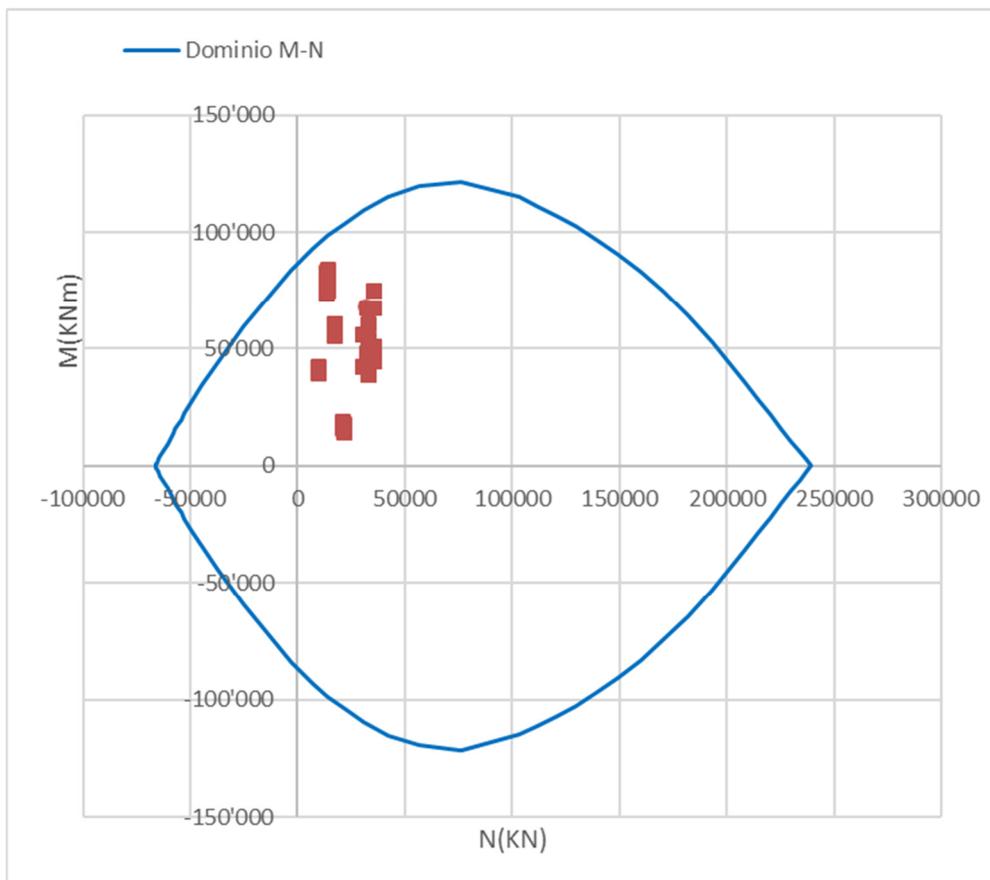
Combinazioni	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	MEd (KNm)	Mrd (KNm)	ρ (-)
slu 8Max	-35354	31901	31116	44563	112163	0.40
slu 8Min	-35354	31901	31116	44563	112163	0.40
slu 9Max	-30554	48709	27327	55851	107381	0.52
slu 9Min	-30554	48709	27327	55851	107381	0.52
slu 10Max	-32285	61844	27327	67613	112163	0.60
slu 10Min	-32285	61844	27327	67613	112163	0.60
slu 11Max	-30554	32248	27327	42269	107381	0.39
slu 11Min	-30554	32248	27327	42269	107381	0.39
slu 12Max	-32285	39376	27327	47929	112163	0.43
slu 12Min	-32285	39376	27327	47929	112163	0.43
slv 1Max	-13715	25144	76939	80943	97497	0.83
slv 1Min	-17194	-13126	-58905	60350	102424	0.59
slv 2Max	-13642	69162	32066	76234	97497	0.78
slv 2Min	-17267	-57143	-8807	57818	102424	0.56
slv 3Max	-9728	25530	32021	40952	97497	0.42
slv 3Min	-21181	-13511	-8762	16103	102424	0.16
slv 4Max	-14013	27409	79551	84141	97497	0.86
slv 4Min	-17493	-10861	-56292	57330	102424	0.56
slv 5Max	-13941	71426	32066	78294	97497	0.80
slv 5Min	-17565	-54878	-8807	55580	102424	0.54
slv 6Max	-10027	27794	32021	42401	97497	0.43
slv 6Min	-21479	-11246	-8762	14256	102424	0.14
slv 7Max	-13715	22306	79551	82620	97497	0.85
slv 7Min	-17194	-15964	-56292	58512	102424	0.57
slv 8Max	-13642	66323	32066	73669	97497	0.76
slv 8Min	-17267	-59981	-8807	60624	102424	0.59
slv 9Max	-9728	22691	32021	39246	97497	0.40
slv 9Min	-21181	-16349	-8762	18549	102424	0.18
slv 10Max	-14013	23535	79551	82960	97497	0.85

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	45 di 56

Combinazioni	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	MEd (KNm)	Mrd (KNm)	ρ (-)
slv 10Min	-17493	-14735	-56292	58189	102424	0.57
slv 11Max	-13941	67552	32066	74777	97497	0.77
slv 11Min	-17565	-58752	-8807	59409	102424	0.58
slv 12Max	-10027	23920	32021	39969	97497	0.41
slv 12Min	-21479	-15120	-8762	17475	102424	0.17

Le verifiche risultano sempre soddisfatte.



8.2.2.2 Verifica taglio

Di seguito le sollecitazioni estratte dal modello ed i risultati della verifica a taglio considerando la sua composizione rispetto gli assi principali x e y ($\rho = V_{Ed}/V_{Rd}$).

Combinazioni	V_x (KN)	V_y (KN)	V_{x-y} (KN)	ρ (-)
slu 1Max	2191	3202	3880	0.3
slu 1Min	2191	3202	3880	0.3
slu 2Max	2191	4092	4642	0.3
slu 2Min	2191	4092	4642	0.3
slu 3Max	2191	1995	2964	0.2
slu 3Min	2191	1995	2964	0.2
slu 4Max	2191	2442	3281	0.2
slu 4Min	2191	2442	3281	0.2
slu 5Max	2191	2449	3286	0.2
slu 5Min	2191	2449	3286	0.2
slu 6Max	2191	3339	3994	0.3
slu 6Min	2191	3339	3994	0.3
slu 7Max	2191	1242	2519	0.2
slu 7Min	2191	1242	2519	0.2
slu 8Max	2191	1689	2767	0.2
slu 8Min	2191	1689	2767	0.2
slu 9Max	1924	3214	3746	0.3
slu 9Min	1924	3214	3746	0.3
slu 10Max	1924	3926	4373	0.3
slu 10Min	1924	3926	4373	0.3
slu 11Max	1924	2249	2960	0.2
slu 11Min	1924	2249	2960	0.2
slu 12Max	1924	2607	3240	0.2
slu 12Min	1924	2607	3240	0.2
slv 1Max	5529	1654	5771	0.4

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	47 di 56

Combinazioni	V _x (KN)	V _y (KN)	V _{x-y} (KN)	ρ (-)
slv 1Min	-4259	-979	4370	0.3
slv 2Max	2292	4640	5175	0.4
slv 2Min	-654	-3965	4018	0.3
slv 3Max	2288	1723	2864	0.2
slv 3Min	-650	-1047	1233	0.1
slv 4Max	5713	1777	5983	0.4
slv 4Min	-4075	-856	4164	0.3
slv 5Max	2292	4763	5286	0.4
slv 5Min	-654	-3842	3897	0.3
slv 6Max	2288	1846	2940	0.2
slv 6Min	-650	-925	1130	0.1
slv 7Max	5713	1488	5903	0.4
slv 7Min	-4075	-1145	4233	0.3
slv 8Max	2292	4474	5027	0.4
slv 8Min	-654	-4131	4183	0.3
slv 9Max	2288	1556	2768	0.2
slv 9Min	-650	-1214	1377	0.1
slv 10Max	5713	1550	5919	0.4
slv 10Min	-4075	-1084	4216	0.3
slv 11Max	2292	4536	5082	0.4
slv 11Min	-654	-4069	4122	0.3
slv 12Max	2288	1618	2803	0.2
slv 12Min	-650	-1152	1323	0.1

Le verifiche risultano sempre soddisfatte.

Sono state utilizzate staffe Φ 16 a 4 bracci con passo 15 cm.

Per completezza, di seguito si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione.

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	48 di 56

Verifica a taglio per sezioni circolari armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

classe cls	R_{ck}	40	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm ²
	f_{cd}	19	N/mm ²
diametro	Φ	3600	mm
Area sezione	A	10178760	mm ²
copriferro	c	80	mm
Area sezione rettangolare equivalente	A_{eq}	8772514	mm ²
altezza utile equivalente	d	2895	mm
larghezza equivalente	b_w	3030	mm
altezza equivalente	h_{eq}	3359	mm
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N		N
	σ_{cp}	0.000	N/mm ²
	α_{cp}	1.00	

Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
B450C	f_{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	ϕ_w	16	mm
Area staffa (spilla)	A_{ϕ_w}	201	mm ²
0.9 d	z	2605	mm
passo spirale	s_w	150	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione biella compressa	θ	21.8	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	2.50	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	As_w / s_w	5.36	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	13666	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	25610	kN
taglio resistente	V_{Rd}	13666	kN

8.2.2.3 Verifica Fessurazione

Si riportano, a seguire, le sollecitazioni di sforzo normale e flessione, per le varie combinazioni di esercizio.

Combinazioni	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	MEd (KNm)
sle 1Max	-22727.4	30047	22081	37288
sle 1Min	-22727.4	30047	22081	37288
sle 2Max	-24220	41370	22081	46894
sle 2Min	-24220	41370	22081	46894
sle 3Max	-22727.4	15856	22081	27184
sle 3Min	-22727.4	15856	22081	27184
sle 4Max	-24220	22001	22081	31170
sle 4Min	-24220	22001	22081	31170

Nella combinazione SLE più sfavorevole, la sezione risulta parzializzata con la seguente tensione delle barre d'armatura:

$$\sigma_s = 167 \text{ MPa}$$

Si procede pertanto alla verifica dell'ampiezza delle fessure:

Commenti;	INPUT		OUTPUT	
interasse barre	interasse	91 mm	diff. def. armature-cls	
diametro medio barre	Φ (barre)	30 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cn}$	5.29E-04 -
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	80 mm	distanza max fessure	
altezza efficace	hc,eff	200 -	s r, max	3.53E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	ampiezza fessure:	
tensione max barra	σ_s	167 MPa	wk	0.19 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -	w_LIMITI	0.20 mm
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
(fisso)	k3	3.4 -		
(fisso)	k4	0.425 -		
				Sez. verificata

8.3 Verifica di Resistenza del Plinto di fondazione

8.3.1 Premessa

La verifica strutturale del plinto viene condotta a seguire impiegando un modello tirante-puntone, come quello rappresentato nella figura seguente.

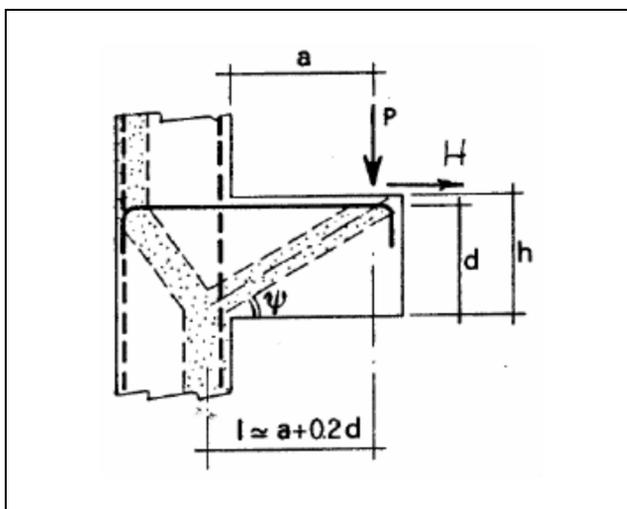


Figura 15: Meccanismo Tirante puntone della mensola tozza

Si distinguono due meccanismi di tipo tirante-puntone principali nel plinto di fondazione, descritti a seguire:

- un primo meccanismo è innescato dalle azioni trasmesse al plinto dai pali centrali e coinvolge un tirante-puntone parallelo alla direzione longitudinale. Tale meccanismo coinvolge la sola armatura longitudinale inferiore del plinto.
- un secondo meccanismo coinvolge i pali di spigolo ed innesca un tirante-puntone con direzione diagonale, dal centro del plinto al palo di spigolo, individuata da un angolo α misurato rispetto alla direzione trasversale. Tale meccanismo coinvolge sia l'armatura longitudinale inferiore del plinto che l'armatura trasversale, pertanto, ai fini delle verifiche del tirante di armatura e della biella di calcestruzzo, si considera composto dalla somma vettoriale di due meccanismi ortogonali disaccoppiati.

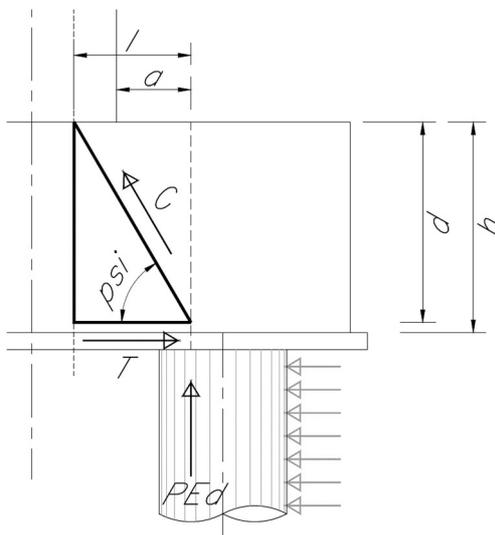


Figura 16: Schema - Biella compressa di calcestruzzo C e tirante di armatura T

La forza di taglio di calcolo H_{Ed} agente alla testa del palo si trascura in via conservativa, in quanto il suo effetto ridurrebbe la trazione nel tirante inferiore d'armatura, essendo tale azione di taglio indotta dalla reazione del terreno.

Ai fini delle successive verifiche, le azioni concentrate P_{Ed} [kN] trasmesse dai pali al plinto sono assunte pari alle forze assiali agenti in testa al palo N_{max} [kN], ridotte della quota parte spettante ad ogni palo del peso del plinto P_{pl} [kN] e del peso del rinterro P_{terr} [kN] presente all'estradosso del plinto:

$$P_{Ed} = N_{max} - (P_{pl} + P_{terr}) / n_{pali}$$

La larghezza della sezione resistente del tirante di armatura e della biella compressa (B_{eff} = larghezza efficace) viene assunta pari a:

per i pali centrali all'interasse pali i ($B_{eff} = i = 3 \text{ diam}$);

per i pali di bordo a metà interasse pali i più la distanza dal bordo d ($B_{eff} = i / 2 + d_b = 3 \text{ diam}$).

L'altezza della sezione della biella compressa viene assunta pari a:

$$h_c = 0.4 d c / (1 + \lambda^2); \text{ (si assume } c = 1)$$

in conformità a quanto riportato in §C4.1.2.1.5 [2].

8.3.2 Verifica del Plinto

Il plinto presenta un'altezza 2.3 m ed una base di lunghezza di 13.2 m in direzione trasversale (dir.y), 9.6 m in direzione longitudinale (dir.x). Sono stati armati considerando il palo più sollecitato ed il meccanismo tirante-puntone più gravoso, in questo caso entrambi sullo spigolo.

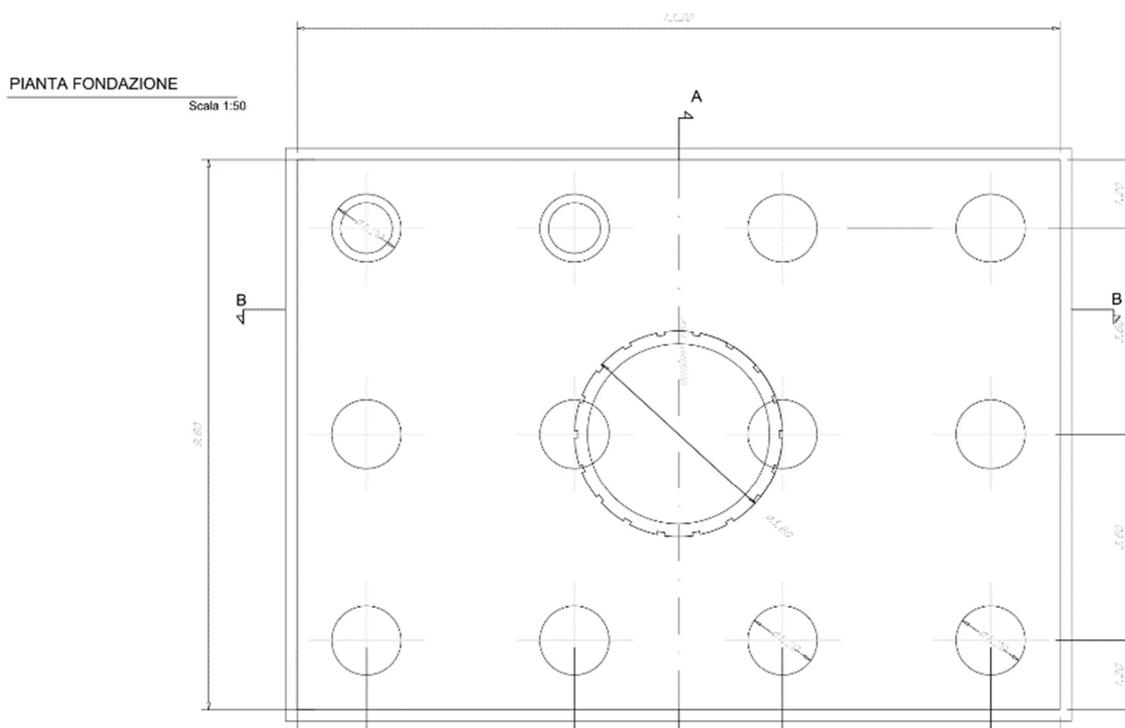


Figura 17: Sezione Tipo plinto di fondazione

8.3.2.1 Verifica Tirante-Puntone

La sezione è stata armata considerando un meccanismo tirante puntone con le seguenti caratteristiche geometriche:

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, Acciaio.		
a	4.1	m

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, Acciaio.		
h	2.5	m
l	4.6	m
ψ	26	°

Il tirante d'armatura impiegato nelle verifiche è descritto nella tabella seguente.

	Armatura inferiore di verifica		Armatura superiore di verifica		
	Zona laterale		Zona laterale		
	dir. Long.	dir. Trasv.	dir. Long.	dir. Trasv.	
\varnothing_{barre}	2.40	2.60	2.40	2.60	[cm]
l_{barre}	0.10	0.10	0.15	0.15	[m]
n_{strati}	3.00	3.00	2.00	2.00	
$n_{barre/metro}$	30	30	13	13	

Con un totale di percentuale di armatura nella direzione longitudinale. di 0.8%, mentre, in direzione trasversale del 0.9%.

Mentre, il puntone di cls presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, CLS.		
Bc	3.00	m
hc	0.81	m
Ac	2.44	m ²

Di seguito, le verifiche effettuate per il dimensionamento dell'Armatura inferiore considerando il valore di sforzo normale massimo.

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	54 di 56

Combinazioni	PEd (KN)	$\sigma_{long.}$ (MPa)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)	f_{yd} (MPa)	ρ_s (-)	σ_c (MPa)	$f_{cd'}$ (MPa)	ρ_c (-)
SLU	6110	156	197	391	0.50	5.2	8.23	0.63
SLV	7002	200	253	391	0.65	6.6	8.23	0.81

Le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito, le verifiche effettuate per il dimensionamento dell'Armatura Superiore considerando il valore di sforzo normale massimo nella direzione opposta.

Combinazioni	PEd (KN)	$\sigma_{long.}$ (MPa)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)	f_{yd} (MPa)	ρ_s (-)	σ_c (MPa)	$f_{cd'}$ (MPa)	ρ_c (-)
SLV	-3181	205	259	391	0.66	3.0	8.23	0.37

8.3.2.2 Verifica Fessurazione

Nella combinazione SLE più sfavorevole, la sezione risulta parzializzata con le seguenti tensioni delle barre

Combinazioni	PEd (KN)	$\sigma_{long.}$ (MPa)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)
SLE	5044	125	158

Si procede pertanto alla verifica dell'ampiezza delle fessure nelle due direzioni di orditura delle armature:

RELAZIONE DI CALCOLO PILE P6 E P7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 09 CL	VI 13 05 003	A	55 di 56

1. Armatura longitudinale inferiore

		INPUT	
	R _{ck}	35	Mpa
dimensione	h	2500	mm
pos. baric. 1° strato	C ₁	50	mm
diametro barre 1° strato	φ ₁	24	mm
numero barre 1° strato	n ₁	15	
pos. baric. 2° strato	C ₂	150	mm
diametro barre 2° strato	φ ₂	24	mm
numero barre 2° strato	n ₂	15	1/m
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	d	2400	mm
	b _{eff}	66.7	mm
posizione asse neutro da lembo compresso	x		mm
Tensione massima barre 1° strato	σ _{s,max1}	125.4	Mpa
Tensione massima barre 2° strato	σ _{s,max2}	125.4	Mpa
altezza efficace	h _{c,eff}	250.0	mm
area efficace relativamente ad una singola barre	A _{c,eff}	16667	mm ²
percentuale di armatura relativa a A _{c,eff}	ρ _{p,eff}	0.054	
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	k _t	0.6	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k ₁	0.8	
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k ₂	1	
	k ₃	3.4	
	k ₄	0.425	

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	ε _{sm} - ε _{cm} 4.04E-04
distanza max fessure	S _{r,max} 4.95E+02 mm
10 ampiezza fessure:	W_k 0.175 mm
	W _{lim} 0.20 mm
La verifica è soddisfatta.	

1. Armatura trasversale inferiore

		INPUT	
	R _{ck}	35	Mpa
dimensione	h	2500	mm
pos. baric. 1° strato	C ₁	50	mm
diametro barre 1° strato	φ ₁	26	mm
numero barre 1° strato	n ₁	15	
pos. baric. 2° strato	C ₂	150	mm
diametro barre 2° strato	φ ₂	26	mm
numero barre 2° strato	n ₂	15	1/m
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	d	2400	mm
	b _{eff}	66.7	mm
posizione asse neutro da lembo compresso	x		mm
Tensione massima barre 1° strato	σ _{s,max1}	158.4	Mpa
Tensione massima barre 2° strato	σ _{s,max2}	158.4	Mpa
altezza efficace	h _{c,eff}	250.0	mm
area efficace relativamente ad una singola barre	A _{c,eff}	16667	mm ²
percentuale di armatura relativa a A _{c,eff}	ρ _{p,eff}	0.064	
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	k _t	0.6	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k ₁	0.8	
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k ₂	1	
	k ₃	3.4	
	k ₄	0.425	

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	ε _{sm} - ε _{cm} 5.87E-04
distanza max fessure	S _{r,max} 4.74E+02 mm
10 ampiezza fessure:	W_k 0.195 mm
	W _{lim} 0.20 mm
La verifica è soddisfatta.	

9 INCIDENZE ARMATURE

Si riportano di seguito le incidenze delle armature per parti strutturali:

Elevazioni	170	(kg/mc)
Plinto di fondazione	140	(kg/mc)