

**ITINERARIO INTERNAZIONALE E78
S.G.C. GROSSETO - FANO
ADEGUAMENTO A 4 CORSIE
NEL TRATTO GROSSETO - SIENA (S.S. 223 "DI PAGANICO")
DAL KM 41+600 AL KM 53+400 - LOTTO 9**

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI15**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.

Dott. Ing.
Raffaele Franco Carso

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Arch. N. Kamenicky
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. E. Bartolucci
Dott. Geol. G. Cerquiglini
Geom. S. Scopetta
Dott. Ing. L. Sbrenna
Dott. Ing. E. Sellari
Dott. Ing. L. Dinelli
Dott. Ing. L. Nani
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Agr. F. Berti Nulli

Dott. Ing. D. Carlacchini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. A. Rea
Dott. Ing. V. De Gori
Dott. Ing. C. Consorti
Geom. F. Dominici

Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. F. Macchioni
Geom. C. Vischini
Dott. Ing. V. Piunno
Dott. Ing. G. Pulli
Geom. C. Sugaroni



**CAVALCAVIA
CAVALCAVIA DI SVINCOLO PONTICINI
Relazione di calcolo delle pile**

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.
L O F I 1 5 E 1 9 0 1

NOME FILE

T00-CV03-STR-RE03

CODICE ELAB.

T 0 0 C V 0 3 S T R R E 0 3

REVISIONE

A

SCALA:

-

A	Emissione	28/02/2020	M. Botta	E. Bartolucci	N. Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
6	ANALISI DEI CARICHI.....	9
6.1	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	9
6.1.1	Pesi propri (g_1).....	10
6.1.2	Permanenti portati (g_2)	10
6.1.3	Variazioni termiche (ϵ_3)	11
6.1.4	Carichi accidentali mobili (q_1).....	11
6.1.5	Azione longitudinale di frenamento (q_3).....	12
6.1.6	Azione centrifuga (q_4)	13
6.1.7	Azione del vento (q_5)	13
6.1.8	Resistenze parassite dei vincoli (q_7).....	17
6.1.9	Azioni sismiche (q_6)	17
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	28
7	CRITERI DI MODELLAZIONE	30
8	CRITERI DI VERIFICA	32
8.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	32
8.1.1	Verifica a fessurazione	32
8.1.2	Verifica delle tensioni in esercizio	33

8.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	34
8.2.1	Sollecitazioni flettenti	34
8.2.2	Sollecitazioni taglianti	34
8.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	36
8.3.1	Capacità portante per carichi assiali di pali di medio e grande diametro	37
8.3.2	Capacità portante per carichi trasversali	40
8.3.3	Calcolo dei cedimenti	41
9	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DELLA PILA	42
9.1	SOLLECITAZIONI AGENTI	42
9.2	VERIFICA DEL FUSTO	43
10	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEI BAGGIOLI	53
10.1	VERIFICHE DEI BAGGIOLI	53
10.2	VERIFICA PRESSIONE NEL CALCESTRUZZO	53
10.2.1	Verifica pressione nel calcestruzzo.....	53
10.2.2	Verifica armatura a tranciamento.....	53
10.2.3	Verifica armatura trasversale	54
11	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL SISTEMA DI FONDAZIONE	56
11.1	SOLLECITAZIONI AGENTI	56
11.1.1	Calcolo del modulo di reazione orizzontale del terreno	57
11.2	VERIFICHE STRUTTURALI	60
11.2.1	Plinto di fondazione	60

11.2.2 Pali.....71

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione esecutiva dell’ampliamento da 2 a 4 corsie dell’Itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto – Fano, Lotto 9.

Oggetto della presente relazione sono le analisi e le verifiche statiche delle pile P1 e P2, previste lungo il cavalcavia CV03.

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

2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La tipologia di pila in esame prevede una sezione pseudorettangolare, di lunghezza 6.50m e spessore 1.00m.

Geometria fusto pila		Proprietà geometriche					
Sigla	Descrizione	A	s	I_y	I_z	B_T	B_L
		Sezione fusto	Spessore pulvino	Inerzia dir. trasversale	Inerzia dir. longitudinale	Lunghezza pila	Larghezza pila
[-]	[-]	[m ²]	[m]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[m]	[m]
A	Pseudo-rettangolare	13.2	1.20	5.42E+11	2.29E+13	6.50	1.00

L'altezza delle pile oggetto di analisi è variabile da 9.20m per la pila P1 a 8.70m per la pila P2.

Il sistema di fondazione previsto è del tipo indiretto, con plinto di spessore 2.00m e dimensioni in pianta 6.00x13.20m, su n.8 pali di diametro Ø1200, di lunghezza pari a 30m.

Nei paragrafi successivi, le verifiche strutturali esibite sono quelle relative alla pila caratterizzata dall'altezza massima fra quelle della tipologia in esame che prevedono la medesima tipologia di armatura.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi dell'opera 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:

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

Si è tenuto inoltre conto dei seguenti documenti:

- UNI EN 1990 – Aprile 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili.
- UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1992-1-1 – Novembre 2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-1 – Marzo 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Legge 5-1-1971 n° 1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati, ricavate con riferimento alle indicazioni contenute D.M.17 gennaio 2018. Le classi di esposizione dei calcestruzzi sono coerenti con la UNI EN 206-1-2001.

Calcestruzzo per pali C28/35

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	= 35.0	N/mm ²
Rapporto A/C		< 0.60	
Cemento per mc di impasto		= 300	Kg
Classe di esposizione		XC2	
Copriferro		75	mm

Calcestruzzo per getto in opera fondazione C28/35

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	= 35.0	N/mm ²
Rapporto A/C		< 0.60	
Cemento per mc di impasto		= 300	Kg
Classe di esposizione		XC2	
Copriferro		45	mm

Calcestruzzo per elevazione pile e baggioli C32/40

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	= 40.0	N/mm ²
Rapporto A/C		< 0.50	
Cemento per mc di impasto		= 340	Kg
Classe di esposizione		XC4+XD1	
Copriferro		55 mm	

Acciaio per armatura B450C

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 450	N/mm ²
Tensione caratteristica di calcolo	f_{yd}	≥ 391.3	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	= 210000	N/mm ²

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano di seguito i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni attraversati in accordo con la caratterizzazione geotecnica.

Unità geotecniche		Unità geologiche		g	c'	ϕ'	z	c_u	E'	OCR
				[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[m da p.c.]	[kPa]	[MPa]	[-]
A	Sabbia e ghiaia	at, at2, at3	alluvioni fluviali terrazzate recenti e antiche	19.5	10÷20	25÷27	0÷2	-	5÷20	-
							>2		25÷50	
B	Argilliti	Pb	Argille a Palombini	20	10÷25	28÷30	0÷20	150÷250	50÷120	3÷5
							>20	100÷200	100÷220	1.5÷3
C	Calcere/Ghiaia	CV	Calcere Cavernoso	21	10÷15	34÷35	0÷10	-	40÷80	-
							>10		60÷120	
D	Breccia/Ghiaia	CM	Brecce di Grotti	19	0	35÷37	0÷20	-	50÷100	-
							>20		100÷200	
E	Argille/Limi	dl, Pa, Ps	Depositi lacustri, argille e sabbie plioceniche	19.5	10÷30	23÷25	0÷20	100÷200	40÷80	3÷5
							>20		80÷120	1.5÷3

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

La falda risulta assente nel tratto interessato dall'opera in esame.

6 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi che interessano la pila in esame è stata effettuata considerando le azioni provenienti dall'impalcato e quelle direttamente applicate sulla pila.

I carichi trasmessi dall'impalcato sono relativi alle condizioni di carico elementari, opportunamente combinate secondo le vigenti normative, analizzate nel dettaglio nella relazione dell'impalcato, a cui si rimanda per maggiori approfondimenti.

6.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Le azioni agenti sulla spalla per le condizioni di carico elementari sono di seguito indicate:

AZIONI PERMANENTI

g_1 peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;

g_2 carichi permanenti portati;

AZIONI VARIABILI

Q_{ik}, q_{ik} azioni variabili da traffico (compreso effetto dinamico);

q_3 azione longitudinale di frenamento;

q_4 azione centrifuga;

AZIONI CLIMATICHE

q_5 azione del vento

AZIONI SISMICHE

q_6 azione sismica

AZIONI DEI VINCOLI

q_7 resistenze parassite dei vincoli

TEMPERATURA

ε_3 temperatura

6.1.1 Pesì propri (g_1)

Nei carichi permanenti strutturali sono compresi il peso proprio della pila ed i carichi permanenti strutturali trasmessi dall'impalcato. Si adotta un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 .

Carpenteria metallica

Trave Principale

Peso per unità di lunghezza 7.28 kN/m

Trasverso intermedio

Peso per unità di lunghezza 2.25 kN/m

Lunghezza 6.00 m

Peso elemento 13.47 kN/m

N° Trasversi intermedi 18

Trasverso estremità

Peso per unità di lunghezza 2.72 kN/m

Lunghezza 6.00 m

Peso elemento 16.33 kN/m

N° Trasversi estremità 4

Controventi

Peso per unità di lunghezza di
impalcato 0.30 kN/m

Peso per unità di lunghezza di trave 0.15 kN/m

Soletta

Spessore 0.30 m

Largezza impalcato 11.00 m

Peso per unità di lunghezza di
impalcato 82.50 kN/m

Peso per unità di lunghezza di trave 41.25 kN/m

6.1.2 Permanenti portati (g_2)

La determinazione dei carichi permanenti portati è stata effettuata assumendo convenzionalmente un peso specifico di $18,0 \text{ kN/m}^3$ per la pavimentazione, $1,25 \text{ kN/m}$ per la veletta e $4,0 \text{ kN/m}$ per i sicurvia. Si considera inoltre il peso di una tubazione $\varnothing 400$ piena d'acqua, a carico di una delle due travi principali di impalcato.

Carichi permanenti

Marciapiede SX

Larghezza	0.75 m
Altezza	0.17 m
Peso per unità di lunghezza di impalcato	3.19 kN/m
<i>Marciapiede DX</i>	
Larghezza	0.75 m
Altezza	0.17 m
Peso per unità di lunghezza di impalcato	3.19 kN/m
<i>Pavimentazione stradale</i>	
Larghezza carreggiata	9.50 m
Spessore pavimentazione	0.11 m
Peso pavimentazione	18.00 kN/mc
Peso per unità di lunghezza di impalcato	1.98 kN/m
Peso per unità di lunghezza di impalcato	18.81 kN/m
<i>Veletta (1.55kN/m)</i>	1.25 kN/m
<i>Ringhiera Parapetto (0.5kN/m)</i>	0.00 kN/m
<i>Barriera (1.00kN/m)</i>	4.00 kN/m
Carichi permanenti totali	30.44 kN/m
Carichi permanenti totali per trave	15.22 kN/m

6.1.3 Variazioni termiche (ϵ_3)

Si considera una variazione termica uniforme pari a ± 15 °C, sugli elementi della struttura in elevazione.

6.1.4 Carichi accidentali mobili (q_1)

Le spalle sono state progettate considerando le massime sollecitazioni dovute al carico stradale trasmesse dall'impalcato. I carichi mobili presi in considerazione sono quelli indicati dalla normativa per ponti di prima categoria. Sono definiti dagli schemi di carico convenzionali rappresentati nelle figure seguenti e disposti su corsie convenzionali. Il numero di colonne di carichi mobili considerate nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00m.

In accordo con la normativa sui ponti stradali (paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC18), si considera sulla sede stradale l'azione da traffico dello schema di carico riportato di seguito:

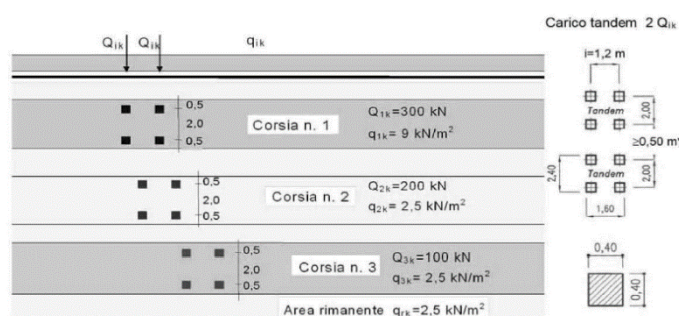


Figura 1: Schemi di carico - carichi Q_{ik} e q_{ik} .

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 2: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

Per l'impalcato in esame la larghezza della carreggiata è compatibile con 3 colonne di carico riportate di seguito:

1. prima corsia costituita da un mezzo Q_{1A} (600 kN) e carico q_{1k} (9.0 kN/m²);
2. seconda corsia d costituita da un mezzo Q_{1A} (400 kN) e carico q_{1k} (2.50 kN/m²);
3. parte rimanente costituita carico q_{1k} (2.50 kN/m²).

6.1.5 Azione longitudinale di frenamento (q_3)

L'azione longitudinale di frenamento si assume agente nella direzione dell'asse della carreggiata ed applicata al livello del piano stradale. E' funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180kN \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900kN$$

Per la struttura in esame risulta:

$$q_{3,1} = 0.6 \cdot 2Q_{1k} + (0.10) q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + (0.1) \cdot 9.00 \cdot 3 \cdot 84 = 586.8 \text{ kN}$$

L'azione di frenatura è applicata a livello della pavimentazione sulla corsia convenzionale n.1 ed è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

6.1.6 Azione centrifuga (q_4)

L'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico risulta funzione dei raggi di curvatura come mostrato nel prospetto seguente:

Raggio di curvatura R (m)	Q_4 (kN)
$R > 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$R \geq 1500$	0
$Q_v = \sum 2 \cdot Q_{ik} =$ carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1.	

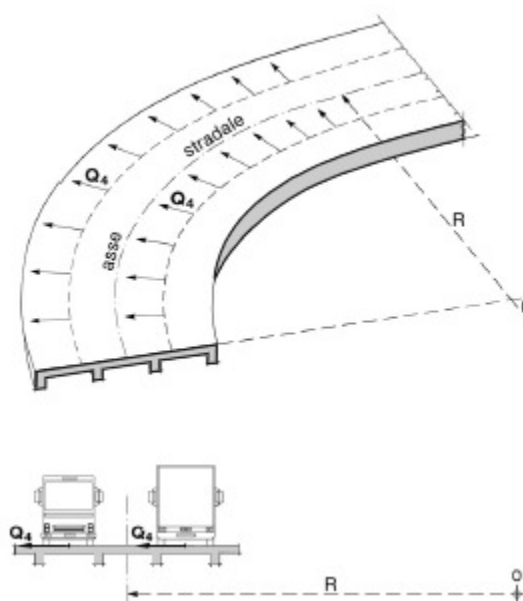


Figura 2: Valori caratteristici delle forze centrifughe - Tabella 5.1.III del D.M. 17 gennaio 2018

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte. L'azione centrifuga si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III delle NTC18 (paragrafo 5.1.3.6), essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il viadotto in esame si sviluppa interamente in rettilineo (raggio di curvatura tendente all'infinito) e la forza centrifuga risulta pertanto nulla.

6.1.7 Azione del vento (q_5)

Il vento agente trasversalmente all'opera, oltre ad interessare la stessa, agisce sulla sagoma longitudinale dei carichi transitanti, come riportano le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 al paragrafo 3.3.

Si sintetizzano di seguito i dati utili per il calcolo dell'azione del vento, in accordo con quanto prescritto nel DM 17.1.2018:

- Zona 3
- Suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D
- Tempo di ritorno: 50 anni
- Categoria di Esposizione II

Si ottiene:

Velocità base di riferimento

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

Velocità di riferimento

$$v_r = 29.06 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 0.50 \rho v_r^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 29.06^2 = 456.29 \text{ N/m}^2$$

dove:

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria}$$

Coefficiente dinamico

$$c_d = 1$$

Coefficiente topografico

$$c_t = 1$$

Coefficiente di esposizione

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.19	0.05	4.00

$$c_e(z=8.45\text{m}) = 2.24$$

Coefficiente di forma impalcato CNR DT-207/2008 PAR. G.10.3 - G11

larghezza impalcato	d=	11 m
altezza impalcato	h=	8.45 m
altezza carichi mobili esposti al vento	hf=	3 m
altezza totale esposta al vento	htot=b	11.45 m
	d/b=	0.96

se $d/b \geq 2$

$$c_{fx} = \frac{1.85}{d/h_{tot}} - 0.10$$

$2 \leq d/b \leq 5$

$$c_{fx} = \frac{1.35}{d/h_{tot}}$$

$d/b > 5$

se $d/b < 2$

Nel caso di azione del vento sugli elementi di sezione rettangolare

$c_{fx}=2$		$0.1 \leq d/b \leq 0.2$
$c_{fx}=0.73 \log(d/b)+3.16$	2.18	$0.2 \leq d/b \leq 0.7$
$c_{fx}=-1.64 \log(d/b)+2.15$		$0.7 \leq d/b \leq 5$
$c_{fx}=-0.33 \log(d/b)+1.23$		$5 \leq d/b \leq 10$
$c_{fx}=0.9$		$10 \leq d/b \leq 50$

dove d e b sono le dimensioni del rettangolo nella direzione parallela e ortogonale alla direzione del vento

Pressione del vento

$$p = q_r C_e C_p C_d C_t = 456.29 \times 2.24 \times 1 \times 2.18 \times 1 = \mathbf{2.23 \text{ kN/m}^2}$$

L'azione del vento viene assimilata a un carico orizzontale statico con direzione perpendicolare all'asse del ponte. Tale azione agisce sulla proiezione nel piano verticale delle superfici degli elementi strutturali del ponte direttamente investite e su una parete rettangolare continua verticale alta 3,00 m, che convenzionalmente rappresenta i carichi che transitano sul ponte, come mostrato nella Figura riportata di seguito.

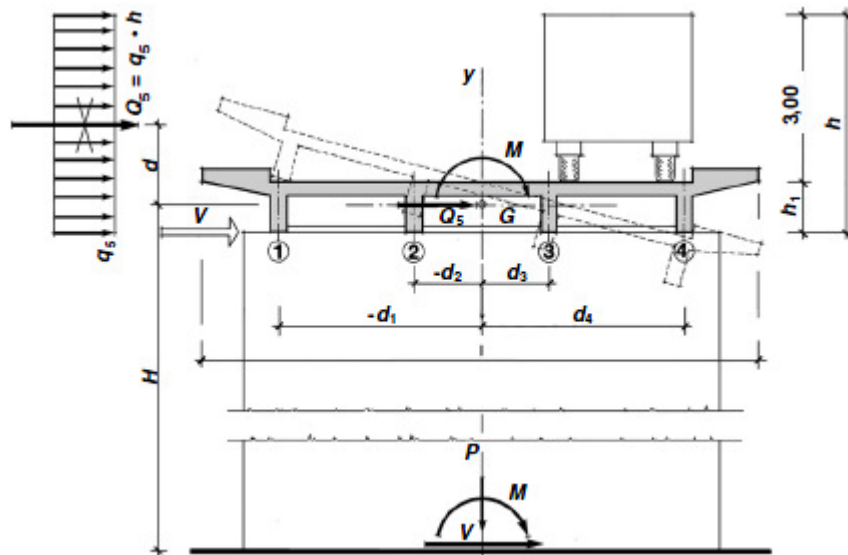


Figura 3: Direzione dell'azione del vento sul ponte

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte carico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) \cdot p$$

$$q_{\text{vento2}} = (H_{\text{carico}}) \cdot p$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato;

q_{vento2} è il carico trasversale dovuto al vento sulla superficie trasversale dei carichi transitanti, che da normativa si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m a partire dal piano stradale.

Le risultanti trasversali totali indotte dal vento sull'impalcato, sono pari a:

$$T_{\text{trasv1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L$$

$$T_{\text{trasv2}} = q_{\text{vento2}} \cdot L$$

$$T_{\text{trasv_ponte carico}} = (T_{\text{trasv1}} + T_{\text{trasv2}})$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso sottostrutture risulta pari a:

$$e_{v1} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) / 2]$$

$$e_{v2} = d + (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) + (3m / 2)$$

dove:

d = distanza tra intradosso trave e estradosso sottostrutture (in metri).

L'impalcato trasmette quindi alla sottostruttura un momento pari a:

$$M_{\text{vento_ponte carico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1} + T_{\text{trasv2}} \cdot e_{v2}$$

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte scarico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}}) \cdot p$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato e sulla barriera di protezione.

La risultante trasversale totale indotta dal vento sull'impalcato, risulta pari a:

$$T_{\text{trasv1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L$$

$$T_{\text{trasv_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}}$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso sottostruttura risulta pari a:

$$e_{v1} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}})/2]$$

L'impalcato trasmette quindi alla sottostruttura un momento pari a:

$$M_{\text{vento_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1}$$

Detta azione viene applicata anche sul fusto della pila.

6.1.8 Resistenze parassite dei vincoli (q₇)

Le azioni parassite vengono calcolate come una percentuale degli scarichi verticali permanenti e dipendono dallo schema di vincolo adottato. Cautelativamente, si considerano delle forze generate da un attrito pari al 5%.

6.1.9 Azioni sismiche (q₆)

Nel presente paragrafo si riportano la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del DM 17.1.2018.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel DM 17.1.2018, 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

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale (VN)
---------------------	--------------------

1	Opere provvisorie- Opere provvisionali- Strutture in fase costruttiva	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥50
3	Grandi opere, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥100

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale VN = **100** anni.

Classi D'uso

Il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 prevede quattro categorie di classi d'uso riportate nel seguito:

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 III o in Classe 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 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 particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade”, e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o 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.

Per l'opera in oggetto si considera una **Classe d'uso IV**.

Periodo di Riferimento dell’Azione Sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_n per il coefficiente d’uso C_u :

$$V_R = V_n \cdot C_u$$

Il valore del coefficiente d’uso C_u è definito, al variare della classe d’uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0.7	1	1.5	2

Pertanto per l’ opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a $100 \times 2 =$ **200 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 (T_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.

I parametri adottati per il sito in esame (Long: 11.17748; Lat: 43.139470) risultano:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.085	2.481	0.260
SLD	201	0.104	2.479	0.264
SLV	1898	0.210	2.560	0.287
SLC	2475	0.226	2.575	0.289

Tabella 3: 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 DM 17.1.2018 “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 $V_{s,30}$, 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 $V_{s,30}$ 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 $V_{s,30}$ 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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ 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 $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ 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 $V_s > 800$ 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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_{eg}}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_{eg}}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_{eg}}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_{eg}}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

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

$$S_s = 1.38$$

$$C_c = 1.58$$

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 $S_T = 1$

Spettri di progetto

Di seguito si forniscono gli spettri di risposta elastici per lo SLV, con le tabelle dei rispettivi parametri.

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

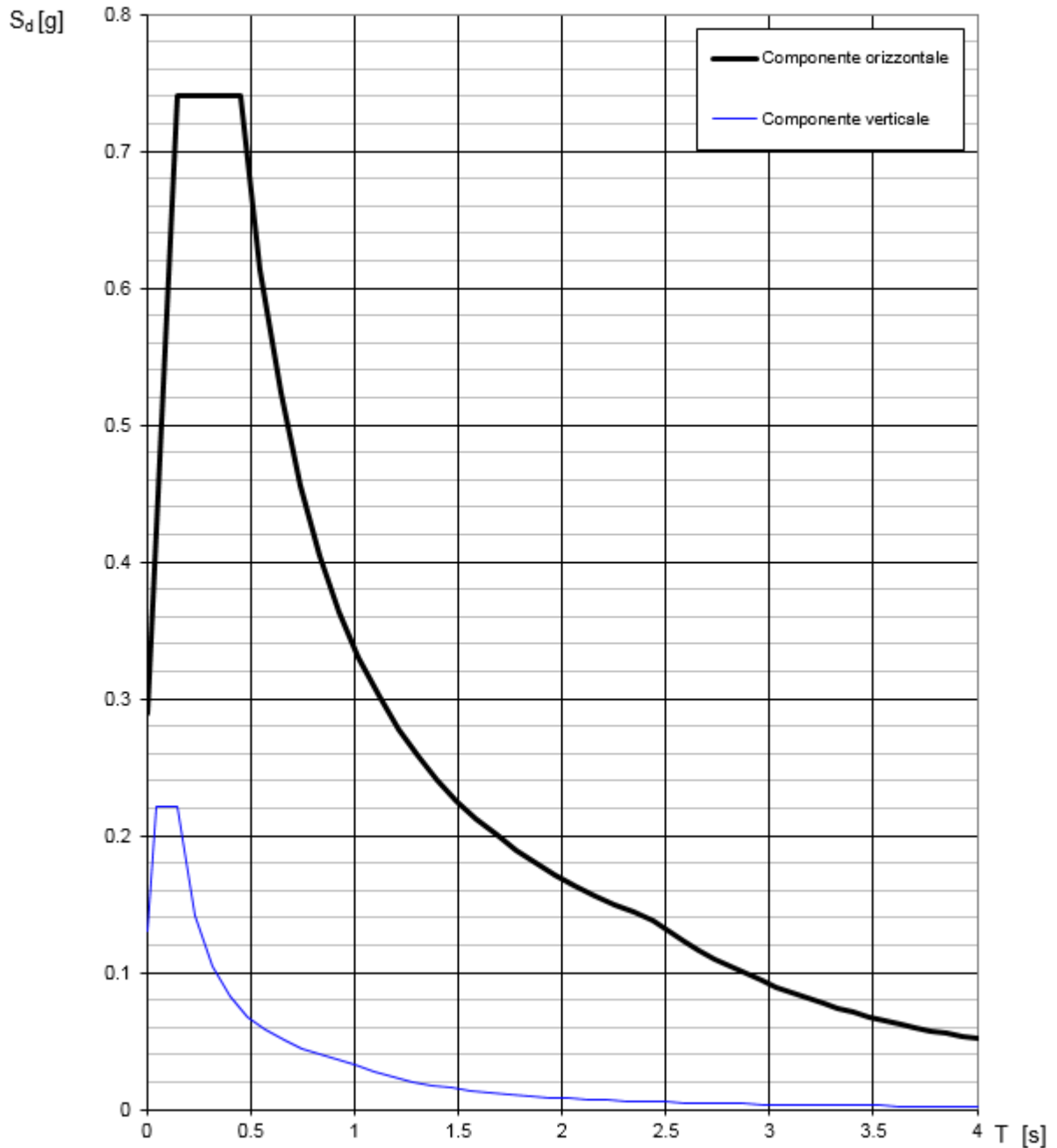


Figura 4: Spettri di risposta _SLV (Componente orizzontale e verticale)

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.210 g
F_a	2.560
T_c	0.287 s
S_B	1.377
C_c	1.585
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.377
η	1.000
T_B	0.152 s
T_C	0.455 s
T_D	2.440 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ 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	0.289
T_B ←	0.152	0.741
T_C ←	0.455	0.741
	0.550	0.613
	0.644	0.523
	0.739	0.456
	0.833	0.404
	0.928	0.363
	1.022	0.330
	1.117	0.302
	1.211	0.278
	1.306	0.258
	1.400	0.241
	1.495	0.225
	1.589	0.212
	1.684	0.200
	1.778	0.189
	1.873	0.180
	1.968	0.171
	2.062	0.163
	2.157	0.156
	2.251	0.150
	2.346	0.144
T_D ←	2.440	0.138
	2.514	0.130
	2.589	0.123
	2.663	0.116
	2.737	0.110
	2.812	0.104
	2.886	0.099
	2.960	0.094
	3.034	0.089
	3.109	0.085
	3.183	0.081
	3.257	0.078
	3.332	0.074
	3.406	0.071
	3.480	0.068
	3.554	0.065
	3.629	0.062
	3.703	0.060
	3.777	0.058
	3.851	0.055
	3.926	0.053
	4.000	0.051

6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni considerate sono le seguenti:

- g1: peso proprio degli elementi strutturali;
- g2: carichi permanenti portati;
- $\epsilon 2$: ritiro e viscosità della soletta;
- $\epsilon 3$: variazioni termiche uniformi e differenziali;
- q1: carichi mobili;
- q3: azione longitudinale di frenamento;
- q4: azione centrifuga;
- q5: azione trasversale del vento;
- q6: azioni sismiche;
- q7: reazioni parassite dei vincoli.

Tali azioni sono combinate secondo il punto 5.1.3.12 delle NTC 2018.

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

		g1	g2	ε2	ε3	q1	q3	q4	q5	q6	q7
SLE	SLE (QP)	1	1	1	0.5	0	0	0	0	0	0
	SLE (FR) 1	1	1	1	0.5	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0	0	0	0	0
	SLE (FR) 2	1	1	1	0.5	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0.75	0	0	0	0
	SLE (RARA) 1	1	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0	0	0.6	0	0
	SLE (RARA) 2	1	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0	0	0.8	0	0
	SLE (RARA) 3	1	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0.75	0	0.6	0	0
	SLE (RARA) 4	1	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0.75	0	0.8	0	0
SLU	SLU1	1.35	1.5	1.2	1.2-0.6	0	0	0	1.5	0	1.35-0.75
	SLU2	1.35	1.5	1.2	1.2-0.6	1.35	0	0	0.9	0	1.35-0.75
	SLU3	1.35	1.5	1.2	1.2-0.6	1.35-0.75 Q _{ik} 1.35-0.40 q _{ik} 1.35-0.75 q _{folla}	1.5	0	0.9	0	1.35-0.75
	SLU4	1.35	1.5	1.2	1.2-0.6	1.35-0.75 Q _{ik} 1.35-0.40 q _{ik} 1.35-0.75 q _{folla}	0	1.5	0.9	0	1.35-0.75
SLV	SLV	1	1	1	0.5	0.2	0	0	0	±1	0

Tabella 4: Combinazioni di carico

La risposta della struttura alle azioni sismiche è stata valutata mediante analisi dinamica lineare, valutando gli effetti sulla struttura tramite la seguente espressione:

$$E_I + 0.3E_t + 0.3E_v; \quad 0.3E_I + E_t + 0.3E_v; \quad 0.3E_I + 0.3E_t + E_v.$$

7 CRITERI DI MODELLAZIONE

Il calcolo della struttura è stato svolto implementando un modello FEM tridimensionale, eseguito mediante il software di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

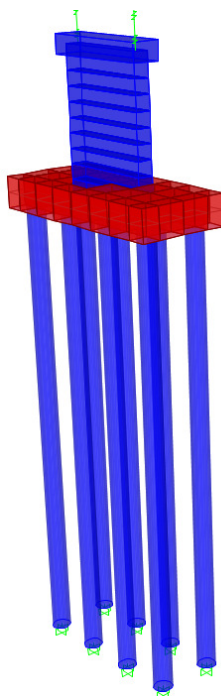
Il fusto della pila è stato schematizzato mediante un elemento frame monodimensionale (beam), cui si è assegnata la sezione corrispondente.

I carichi assegnati nei vari punti della struttura sono stati desunti dall’analisi dei carichi descritta in precedenza.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto attraverso il modello tridimensionale agli elementi finiti descritto, schematizzato nelle Figure seguenti.

Gli assi di riferimento adottati sono:

- x = asse trasversale rispetto all’asse del viadotto
- y = asse longitudinale rispetto all’asse del viadotto
- z = asse verticale



Per tener conto dell’influenza della fessurazione sulla rigidità, in accordo con il par.7.2.6 del DM 17.1.2018, si è considerato un abbattimento del modulo elastico pari al 50%, rispetto al valore iniziale E_{cm} con conseguente abbattimento delle rigidità

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 rigidità 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 rigidità, comporta un aumento dell'accelerazione sismica considerata.

Inoltre, 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.

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.

8 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - “Norme tecniche per le costruzioni”- DM 17.1.2018.

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio ed allo stato limite ultimo. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali.

8.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

8.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 17.1.2018.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 17.1.2018:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 1: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018

Nella Tabella sopra riportata, $w_1=0.2\text{mm}$, $w_2=0.3\text{mm}$; $w_3=0.4\text{mm}$.

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

8.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

8.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

8.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabolo-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{\max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$)

8.2.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli

elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio trazione” è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a “taglio compressione” è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- θ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);

α è un coefficiente maggiorativo, pari ad 1 per membrane non compresse.

8.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Conformemente con quanto prescritto nel par. 6.4.3.1 delle NTC18, le verifiche geotecniche devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche a carico limite verticale dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente.

La verifica della capacità portante dei pali, per carichi verticali, è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo:

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare, in accordo con le NTC18 (cfr. §6.4.3.1.1), le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento all'Approccio 2 con la Combinazione 1 (A1 + M1 + R3).

8.3.1 Capacità portante per carichi assiali di pali di medio e grande diametro

La portata limite (Q_{LIM}) di un palo trivellato viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot q_{s,i}$$

dove:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;

q_b = portata unitaria di base;

A_B = area di base;

D_i = diametro del concio imo di palo;

ΔH_i = altezza del concio imo di palo;

$\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio imo di palo.

Per pali a sezione circolare, l'espressione di q_b cui si perviene è la seguente

$$q_b = N_c c + N_q q_L \quad (1)$$

dove c è la coesione e q_L il particolare valore della pressione sul piano orizzontale passante per la punta del palo; in pratica si assume $q_L = \gamma L$ con L lunghezza del palo; N_c e N_q sono fattori adimensionali, funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto L/D . Tra N_c e N_q esiste la relazione

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \varphi \quad (2)$$

con φ angolo d'attrito del terreno.

La resistenza laterale q_s alla generica profondità z viene valutata con l'espressione

$$q_s = q_a + \mu \cdot k \cdot \sigma_v \quad (3)$$

dove q_a è un termine di adesione indipendente dalla tensione normale, $\mu = tg \delta$ è un coefficiente d'attrito terreno-palo, k è un coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale σ_v alla stessa profondità.

Nella pratica progettuale il calcolo del carico limite viene condotto in maniera diversa per terreni incoerenti e per terreni coesivi saturi.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

8.3.1.1 Portata unitaria di base

Terreni coesivi

In argille e limi saturi, in condizioni non drenate, il carico limite viene usualmente calcolato in termini di tensioni totali.

Per N_c è comunemente adottato il valore 9; per $\varphi_u=0$ $N_q=1$.

La resistenza alla punta vale quindi

$$q_b = 9 \cdot c_u + \gamma \cdot L$$

Terreni granulari

Per la valutazione della resistenza alla punta Q_b di pali di medio diametro si fa riferimento allo schema di mezzo omogeneo ed isotropo e a meccanismi di rottura del terreno molto diversi tra loro. A seconda del meccanismo di rottura assunto, i valori di N_q per un dato valore dell'angolo d'attrito variano in un intervallo molto ampio. Per pali infissi di medio diametro, specie in terreni mediamente addensati ($\varphi' \leq 35^\circ$) è prevalso l'uso dei valori di N_q forniti dalla teoria di Berezantzev (1961, cfr. Figura 5).

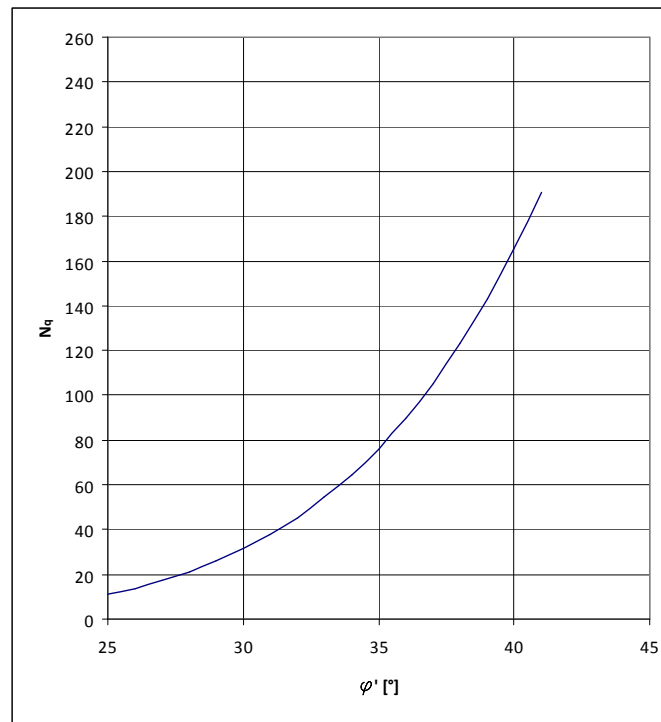


Figura 5- Valori di N_q secondo Berezantzev (1961)

8.3.1.2 Attrito laterale

Terreni coesivi

La resistenza laterale si calcola supponendo nullo il coefficiente d'attrito palo-terreno; si ottiene così l'espressione

$$q_s = q_a$$

L'adesione può essere valutata mediante i coefficienti riportati in Tabella 5 in funzione della coesione non drenata c_u .

MATERIALE		Cu (kPa)	qa (kPa)	qa max (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	cu	120
		25÷50	0.85 cu	
		50÷75	0.65 cu	
		≥ 75	0.50 cu	
	ACCIAIO	≤ 25	cu	100
		25÷50	0.80 cu	
		50÷75	0.65 cu	
		≥ 75	0.50 cu	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	0.90 cu	100
		25÷50	0.80 cu	
		50÷75	0.60 cu	
		≥ 75	0.40 cu	

Tabella 5- Valori indicativi dell'adesione qa per pali in terreni coesivi

Terreni granulari

Per il calcolo della resistenza laterale q_s si assume $q_a = 0$.

I valori di k variano in un campo molto ampio in funzione del tipo di terreno, del tipo di palo e delle modalità esecutive.

In linea orientativa si è fatto riferimento ai valori empirici di k e μ riportati in Tabella 6.

TIPO DI PALO		Valori di k	Valori di m
BATTUTO	Acciaio	0.5÷1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1÷2	tg (3/4 ϕ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1÷3	tg ϕ
TRIVELLATO		0.4÷0.7 *	tg ϕ'

Tabella 6- Valori indicativi di k e μ per terreni incoerenti

* Decrescente con la profondità

In funzione delle condizioni locali del terreno si considera l'effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo η della capacità portante pari a 0.98.

8.3.2 Capacità portante per carichi trasversali

Per quanto riguarda la verifica a carico limite orizzontale dei pali, questa è stata condotta tramite il metodo di Broms, 1964, secondo il quale, per pali lunghi (ipotesi che si configura per tutti i pali in esame), in terreni incoerenti sotto falda, non liberi di ruotare in testa, vale la seguente formulazione:

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

in cui:

H = carico limite orizzontale del palo

K_p = coefficiente di spinta passiva

D = diametro del palo

L = lunghezza del palo

M_y = momento di plasticizzazione del palo

Il valore di H, ridotto per i coefficienti di normativa come riportato di seguito, dovrà essere confrontato con il massimo valore agente in testa palo dalle combinazioni SLU-SLV (V_{pd}):

$$H \lim = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

Con ξ funzione del numero di verticali indagate per l'opera in esame e γ_T secondo l'approccio considerato.

In analogia con il carico limite verticale, per il carico limite orizzontale si considera l'Approccio 2, pertanto il coefficiente γ_T sarà pari a 1.3.

8.3.3 Calcolo dei cedimenti

Il cedimento del singolo palo è valutato come:

$$\delta = \beta F_{ck} / EL$$

in cui

β è un coefficiente di influenza adimensionale funzione di L/D e del modello di sottosuolo adottato

F_{ck} è il carico caratteristico agente

E è il modulo elastico del terreno

L è la lunghezza del palo

Nel caso di pali realizzati in terreni stratificati, la lunghezza L_u è quella del tratto di palo ammorsato negli strati inferiori più rigidi. Il modulo elastico E è quello dello strato di terreno in cui è ammorsato il palo.

Per definire β si fa riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0,5 + \log(L_u/D)$$

Nel caso in esame, si trascura l'effetto gruppo dei pali in quanto l'interasse minimo è superiore o uguale a 3ϕ .

9 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DELLA PILA

Nei paragrafi successivi si esibiscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al fusto della pila caratterizzata dall'altezza massima fra quelle del tipo in esame che prevedono la medesima tipologia di armatura.

9.1 SOLLECITAZIONI AGENTI

Si riporta di seguito la sintesi degli scarichi espletati dal singolo isolatore sulla pila, per ciascuna delle condizioni di carico elementari analizzate. Le grandezze che figurano nella Tabella di seguito fanno riferimento alle seguenti azioni trasmesse dagli appoggi:

N: Reazione verticale (positiva, se diretta verso l'alto)

Ht: Reazione orizzontale, in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

HI: Reazione orizzontale, in direzione parallela all'asse del viadotto

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

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

Tabella 7 Sollecitazioni sul singolo isolatore per condizione

CASI DI CARICO			ISOLATORE		
Sigla	Tipologia	Descrizione	N	Ht	HI
-	-	-	kN	kN	kN
G1	Carichi permanenti strutturali	Peso proprio travi+soletta	1726	0	0
G2	Carichi permanenti non strutturali	Peso permanente non strutturali	515	0	0
Q1	Traffico stradale	Carico mobile Q1	2528	14	0
Q3	Frenamento	Azione di frenatura	0	0	73.35
Q4		Azione centrifuga	0	0	0
Q5	Vento	Azione del vento	0	58	0
Q7		Resistenze parassite dei vincoli	25.75	0	0
SIS_X	Sisma longitudinale	Sisma longitudinale	0	0	261.72
SIS_Y	Sisma trasversale	Sisma trasversale	0	272.5	0

Tabella 8 Sollecitazioni sul singolo isolatore per combinazione

	ISOLATORE		
	N	Ht	HI
	kN	kN	kN
SLU1	3129	87	0
SLU2	6541	71	0
SLU3	5688	66	110
SLU4	5688	66	0
SLV	2747	357	340
SLE (QP)	2241	0	0
SLE (FR) 1	4137	11	0
SLE (FR) 2	4137	11	55
SLE (RARA) 1	4769	49	0
SLE (RARA) 2	4769	60	0
SLE (RARA) 3	4769	60	55
SLE (RARA) 4	4769	60	55

Tabella 9 Sollecitazioni spiccato pila

SPICCATO PILA		N	Mt	MI	Ht	HI
		kN	kN	kN	kN	kN
SLU/SLV	SLU	8371	-	10794	-	-
	SLV	6298	8478	7893	547	1001
SLE	RARA	6217	54	7196	-	-
	FREQ	6255	45	5397	-	-
	QPERM	6338	26	1439	-	-

9.2 VERIFICA DEL FUSTO

Le verifiche strutturali allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state svolte, seguendo i criteri esposti in precedenza, con il codice di calcolo RC-SEC, per ciascuna delle combinazioni di carico considerate.

La sezione di verifica è quella relativa allo spiccato della pila (quota estradosso plinto).

Una sintesi delle caratteristiche dell'armatura longitudinale e a taglio (staffe) previste è esibita nei prospetti di seguito. Il valore del copriferro c che figura è valutato in asse barra.

Armatura longitudinale		Armatura taglio longitudinale			Armatura taglio trasversale		
Ø	n°	Ø	n° braccia	passo	Ø	n° braccia	passo
26	136	14	8	15	14	2	15

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

N: Sforzo normale (positivo, se di compressione)

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

Vy: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

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

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

Di seguito le verifiche strutturali relative alla sezione di spiccato della pila.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.405	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	11740.7	16902.2
2	11724.4	16891.4
3	11705.2	16887.6
4	11686.1	16891.4
5	11669.8	16902.3
6	11659.0	16918.5
7	11655.4	16936.5

8	11655.2	17487.7
9	11659.0	17506.9
10	11669.8	17523.1
11	11686.1	17534.0
12	11705.2	17537.8
13	11724.4	17534.0
14	11740.7	17523.2
15	11751.6	17506.9
16	11755.4	17487.7
17	11755.2	16936.7
18	11751.6	16918.5

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	11747.0	16937.6	26
2	11747.0	16947.6	26
3	11747.0	16957.6	26
4	11747.0	16967.6	26
5	11747.0	16977.6	26
6	11747.0	16987.6	26
7	11747.0	16997.6	26
8	11747.0	17007.6	26
9	11747.0	17017.6	26
10	11747.0	17027.6	26
11	11747.0	17037.6	26
12	11747.0	17047.6	26
13	11747.0	17057.6	26
14	11747.0	17067.6	26
15	11747.0	17077.6	26
16	11747.0	17087.6	26
17	11747.0	17097.6	26
18	11747.0	17107.6	26
19	11747.0	17117.6	26
20	11747.0	17127.6	26
21	11747.0	17137.6	26
22	11747.1	17147.6	26
23	11747.1	17157.6	26
24	11747.1	17167.6	26
25	11747.1	17177.6	26
26	11747.1	17187.6	26
27	11747.1	17197.6	26
28	11747.1	17207.6	26
29	11747.1	17217.6	26
30	11747.1	17227.6	26
31	11747.1	17237.6	26
32	11747.1	17247.6	26
33	11747.1	17257.6	26
34	11747.1	17267.6	26
35	11747.1	17277.6	26
36	11747.1	17287.6	26
37	11747.1	17297.6	26
38	11747.1	17307.6	26
39	11747.1	17317.6	26
40	11747.1	17327.6	26
41	11747.1	17337.6	26
42	11747.1	17347.6	26
43	11747.1	17357.6	26

44	11747.1	17367.6	26
45	11747.2	17377.6	26
46	11747.2	17387.6	26
47	11747.2	17397.6	26
48	11747.2	17407.6	26
49	11747.2	17417.6	26
50	11747.2	17427.6	26
51	11747.2	17437.6	26
52	11747.2	17447.6	26
53	11747.2	17457.6	26
54	11747.2	17467.6	26
55	11747.2	17477.6	26
56	11747.2	17487.6	26
57	11663.6	16937.6	26
58	11663.6	16947.6	26
59	11663.6	16957.6	26
60	11663.6	16967.6	26
61	11663.6	16977.6	26
62	11663.6	16987.6	26
63	11663.6	16997.6	26
64	11663.6	17007.6	26
65	11663.6	17017.6	26
66	11663.6	17027.6	26
67	11663.6	17037.6	26
68	11663.6	17047.6	26
69	11663.5	17057.6	26
70	11663.5	17067.6	26
71	11663.5	17077.6	26
72	11663.5	17087.6	26
73	11663.5	17097.6	26
74	11663.5	17107.6	26
75	11663.5	17117.6	26
76	11663.5	17127.6	26
77	11663.5	17137.6	26
78	11663.5	17147.6	26
79	11663.5	17157.6	26
80	11663.5	17167.6	26
81	11663.5	17177.6	26
82	11663.5	17187.6	26
83	11663.5	17197.6	26
84	11663.5	17207.6	26
85	11663.5	17217.6	26
86	11663.5	17227.6	26
87	11663.5	17237.6	26
88	11663.5	17247.6	26
89	11663.5	17257.6	26
90	11663.5	17267.6	26
91	11663.5	17277.6	26
92	11663.4	17287.6	26
93	11663.4	17297.6	26
94	11663.4	17307.6	26
95	11663.4	17317.6	26
96	11663.4	17327.6	26
97	11663.4	17337.6	26
98	11663.4	17347.6	26
99	11663.4	17357.6	26
100	11663.4	17367.6	26
101	11663.4	17377.6	26
102	11663.4	17387.6	26

103	11663.4	17397.6	26
104	11663.4	17407.6	26
105	11663.4	17417.6	26
106	11663.4	17427.6	26
107	11663.4	17437.6	26
108	11663.4	17447.6	26
109	11663.4	17457.6	26
110	11663.4	17467.6	26
111	11663.4	17477.6	26
112	11663.4	17487.6	26
113	11664.6	17497.5	26
114	11668.0	17506.8	26
115	11673.7	17515.1	26
116	11681.0	17521.8	26
117	11689.8	17526.5	26
118	11699.5	17529.1	26
119	11709.4	17529.3	26
120	11719.2	17527.1	26
121	11728.1	17522.7	26
122	11735.8	17516.3	26
123	11741.7	17508.3	26
124	11745.6	17499.1	26
125	11664.6	16927.9	26
126	11668.0	16918.5	26
127	11673.7	16910.3	26
128	11681.0	16903.6	26
129	11689.8	16898.8	26
130	11699.5	16896.3	26
131	11709.4	16896.1	26
132	11719.2	16898.2	26
133	11728.1	16902.6	26
134	11735.8	16909.0	26
135	11741.7	16917.1	26
136	11745.6	16926.3	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
 Passo staffe e legature: 15.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale
 N° Legature: 8
 Diam. Legature: 14

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat.	Barra 1	Barra 2
1	62	6
2	68	12
3	74	18
4	80	24
5	86	30
6	92	36
7	98	42
8	104	48

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia

RELAZIONE DI CALCOLO

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	6298.00	0.10	7893.00	547.00	1001.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.9 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	6298.00	0.10	7893.00	6297.90	-38.18	13203.29	1.67722.1(188.1)	

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00101	11755.4	17487.7	0.00075	11747.2	17487.6	-0.00196	11663.4	17487.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000032283	-0.000000005	-0.378407654	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
Diam. Legature: 14 mm
Passo staffe e legature: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1000.91	17365.49230917.13	92.0	79.8	636.8	2.500	1.053	12.82957.2	(81.9)

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE STATICA ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	8371.00	0.00	10794.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	6217.00	0.00	7196.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	6255.00	0.00 (0.00)	5397.00 (5297.46)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	6338.00	0.00 (0.00)	1439.00 (21649.53)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	8371.00	0.00	10794.00	8370.70	56.75	15519.39	1.44722.1(187.9)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	11755.2	16936.7	0.00165	11747.0	16937.6	-0.01727	11663.4	17487.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000225216	-0.000000166	-2.641143664	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.21	11755.2	16936.7	-180.1	11663.4	17487.6	12539	329.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.25	11755.2	16936.7	-116.7	11663.4	17487.6	11731	329.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00068	0	0.500	26.0	68	0.00035 (0.00035)	388	0.136 (0.30)	0.00	5297.46

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.95	11755.4	17487.7	-1.0	11663.4	17487.6	4997	297.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1	S	-0.00002	0	0.500	26.0	68	0.00000 (0.00000)	304	0.001 (0.20)	0.00	21649.53
---	---	----------	---	-------	------	----	-------------------	-----	--------------	------	----------

10 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEI BAGGIOLI

Nei paragrafi successivi si esibiscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative ai baggioli

Per determinare le sollecitazioni del pulvino ed eseguire quindi le verifiche, tale elemento strutturale è stato modellato come una mensola incastrata in prossimità dell’attacco con il fusto della pila nel programma di calcolo SAP2000.

10.1 VERIFICHE DEI BAGGIOLI

Il dimensionamento e la verifica dell’armatura a tranciamento e di quella trasversale a fenditura dei baggioli, è stato eseguito in funzione delle massime azioni registrate sugli apparecchi di appoggio allo Stato Limite Ultimo (condizioni statiche) e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) da spettro elastico (condizioni sismiche).

10.2 VERIFICA PRESSIONE NEL CALCESTRUZZO

Si riporta di seguito la verifica.

10.2.1 Verifica pressione nel calcestruzzo

Si riporta di seguito la verifica.

VERIFICA A PRESSIONE NEL CALCESTRUZZO			
Reazione verticale dell'appoggio	P	6541	kN
Dimensione appoggio	a	0.70	m
Dimensione baggiolo	d	1.00	m
Area caricata	A _{car}	0.49	m ²
Tensione nel calcestruzzo	σ_{cls}	13.35	MPa
		<	0.45f _{ck} = 14.9 MPa Ok. Verificato

10.2.2 Verifica armatura a tranciamento

L'armatura longitudinale si dimensiona a tranciamento.

Si riporta di seguito la verifica.

DIMENSIONAMENTO ARMATURA A TRANCIAMENTO (LONGITUDINALE)			
Massimo taglio agente	T	340	kN
Tensione snervamento acciaio	f _d	391.30	MPa
Area minima	A	15.05	cm ²
Numero di bracci	n	10	-
Diametro	φ	20	mm
Area resistente	A _R	31.4	cm ²
Fattore di sicurezza	F_s	2.09	-

10.2.3 Verifica armatura trasversale

L'armatura trasversale si dimensiona in base alla forza di fenditura.

Il baggiolo di dimensione d su cui è poggiato l'apparecchio di appoggio di dimensione a soggetto ad una forza P avrà un andamento delle isostatiche di compressione di questo tipo:

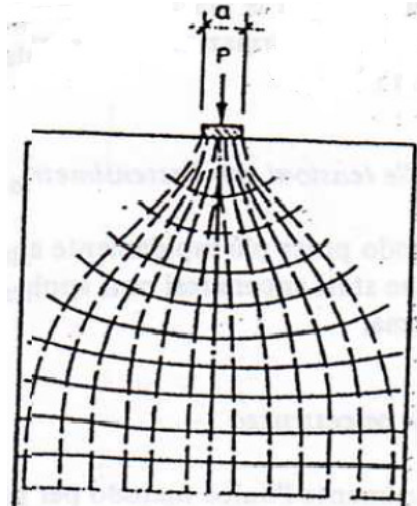


Figura 6: Andamento delle isostatiche di compressione

La curva delle tensioni di trazione trasversale σ_y risulta essere quella riportata nella Figura di seguito.

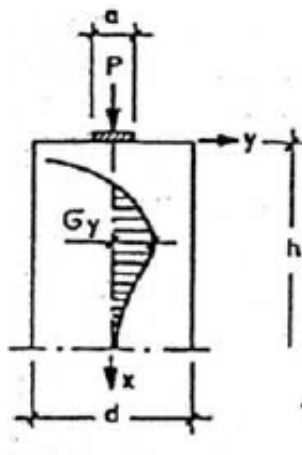


Figura 7: Curva delle tensioni di trazione trasversale σ_y

Con l'area delle tensioni di trazione si ottiene la forza di fenditura $T = \int \sigma_y dx$ con la quale si deve dimensionare l'armatura. Tale forza è pari a:

$$T = 0,25 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right)$$

Di seguito si esibisce la verifica dell'armatura resistente alla massima forza di fenditura.

DIMENSIONAMENTO ARMATURA TRASVERSALE			
Massima forza di fenditura	F_{fend}	357	kN
Tensione snervamento acciaio	f_d	391.30	MPa
Area minima	A	9.12	cm ²
Diametro	ϕ	20	mm
Altezza utile di disposizione dell'armatura	h	20	cm
Passo	s	15	cm
Area resistente	A_R	12.56	cm ²
Fattore di sicurezza	Fs	1.38	-

11 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL SISTEMA DI FONDAZIONE

Nei paragrafi seguenti si forniscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al sistema di fondazione. In particolare, le verifiche strutturali esibite riguardano il plinto di fondazione e la palificata relativi alla pila di altezza massima, fra quelle in esame aventi medesima tipologia di armatura.

I dati identificativi del sistema di fondazione sono sintetizzati nei prospetti di seguito:

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PLINTO DI FONDAZIONE			
γ	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f_{ck}	35	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
B_T	13.20	m	Dimensione plinto in pianta
B_L	6.00	m	Dimensione plinto in pianta
s	2.0	m	Spessore del plinto
P_{plinto}	3960	kN	Peso del plinto
S_{terr}	2.0	m	Spessore medio ricoprimento

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PALI DI FONDAZIONE			
γ	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f_{ck}	35	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
n_L	4	-	Numero file in direzione longitudinale
n_T	2	-	Numero file in direzione trasversale
n	8	-	Numero pali
ϕ	1200	mm	Diametro pali

11.1 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 DM 17.1.2018, 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 azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti comportamento strutturale dissipativo nell'ipotesi passiva, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD“A” e 1,10 in CD“B”.

Nel caso in esame si assume l'ipotesi di comportamento non dissipativo e si assumono le relative sollecitazioni trasmesse dagli elementi soprastanti in campo elastico.

Per ricavare le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione è stata considerato un modello di plinto rigido, in cui l'azione assiale nei pali viene valutata assumendo una rotazione rigida del plinto (palo impedito di ruotare in testa).

Lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_l = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed})d_l}{\sum_l d_l^2}$$

La valutazione degli spostamenti e delle sollecitazioni del palo è stata condotta mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti “Sap2000” della Computer and Structures Inc., considerando il palo immerso nel terreno e soggetto all'azione dei carichi orizzontali e verticali derivanti dalla struttura in elevazione.

Il terreno è stato schematizzato mediante una distribuzione di molle di diversa rigidezza a seconda del tipo di terreno che il palo attraversa. In particolare, il palo è stato modellato con elementi di tipo “frame”; su ciascuna asta è stata applicata una distribuzione lineare di molle con comportamento elastico lineare, con pari rigidezza nelle due direzioni ortogonali.

Per maggiori dettagli riguardanti l'individuazione della rigidezza orizzontale delle molle utilizzate nella modellazione agli elementi finiti, si rimanda a quanto esposto nel paragrafo successivo. In particolare, il valore della rigidezza delle molle, nel caso di comportamento coesivo dei terreni, è costante con la profondità, mentre per terreni granulari è considerata variabile con la profondità.

11.1.1 Calcolo del modulo di reazione orizzontale del terreno

Per terreni granulari i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla Matlock & Reese (1960), sono stati valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \quad [\text{kPa}]$$

essendo:

k_h = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella tabella seguente (cfr. Reese et al., 1974 e Elson, 1984)

z = profondità dal piano campagna originario.

Nel caso in esame, è possibile determinare tale parametro tramite la teoria di Vesic, esprimendo il modulo di sottofondo k_h in funzione dei parametri elastici della massa E_t e ν_t con la relazione seguente:

$$k_h = \left(\frac{E_t}{D_p} \right) \times 12 \sqrt{\frac{E_t \times D^4}{E_p J_p}} \times \left(\frac{0.65}{1 - \nu_t^2} \right) \quad \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]$$

Nel caso in esame risulta:

$$k_h = 10176 \text{ kN/m}^3$$

Nel caso di pali di fondazione posizionati in cresta ad una scarpata naturale o artificiale, i moduli di reazione orizzontali saranno ridotti di una quantità pari al rapporto tra il coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato per un piano di campagna con inclinazione pari alla pendenza della scarpata e lo stesso parametro calcolato per un piano di campagna orizzontale.

In particolare, noto il coefficiente di spinta passiva nel caso di piano campagna orizzontale dalla formula:

$$K_p = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}$$

e calcolando il coefficiente di spinta passiva nel caso di piano campagna con inclinazione ω nel modo seguente:

$$K_{p-w} = \frac{\cos(\omega) + \sqrt{\cos(\omega)^2 - \cos(\varphi)^2}}{\cos(\omega) - \sqrt{\cos(\omega)^2 - \cos(\varphi)^2}}$$

si ricava il coefficiente di riduzione delle molle orizzontali per la presenza della scarpata dal rapporto dei due coefficienti di spinta passiva appena descritti:

$$\eta = \frac{K_{p-w}}{K_p}$$

Tale coefficiente di riduzione viene applicato fino ad una quota di 5 m dal piano di posa della fondazione. Per profondità superiori l'inclinazione della scarpata viene considerata ininfluenza ai fini del calcolo della rigidità delle molle orizzontali del terreno.

RELAZIONE DI CALCOLO

Nel caso di comportamento granulare del terreno, il valore della rigidezza K_{orizz} della molla orizzontale alla generica profondità z risulterà pari a

$$K_{orizz}(z) = \eta \cdot E(z) \cdot d = \eta \cdot k_{hi} \cdot z \cdot d \quad \left[\frac{kN}{m} \right]$$

dove d è il diametro del palo di fondazione.

Nel caso di comportamento coesivo dei terreni, il modulo elastico del terreno viene calcolato con la seguente formula:

$$E_{coesivo} = 400 \cdot c_u \quad [kPa]$$

dove c_u rappresenta la coesione non drenata minima del terreno considerato. In questo caso il valore della rigidezza della molla è costante con la profondità ed è soggetto anch'esso alla riduzione dovuta all'eventuale inclinazione della scarpata.

In questo caso il valore della rigidezza della molla risulterà pari a

$$K_{orizz_coesivo} = \eta \cdot E_{coesivo} \cdot d \quad \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Di seguito si mostrano le sollecitazioni relative al palo più sollecitato.

Pali di fondazione (Il peso proprio deve essere aggiunto come carico esterno)		N_{min}	N_{max}	M	T	ARMATURA		
D=1.2m		[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	Armatura 1	Armatura 2	Armatura taglio
SLU/SLV	SLU	1439	2288	-	-	30Ø30	15Ø20	Gabbia 1 Ø12/15 Gabbia 2 Ø12/20
	SLV	531	2321	2595	174			
SLE	RARA	1069	1636	17	-			
	FREQ	1078	1503	-	-			
	QPERM	1098	1211	-	-			

11.2 VERIFICHE STRUTTURALI

11.2.1 Plinto di fondazione

I dati utili per la verifica del plinto in direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto sono sintetizzati nel prospetto di seguito.

Solettone di fondazione		N	M _{trasv}	M _{long}	T
Sp=2.00m		[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLU/SLV	SLU	-	1829	5814	1238
	SLV	-	2910	6070	2182
SLE	RARA	-	979	4103	-
	FREQ	-	1051	3620	-
	QPERM	-	851	2574	-

I dati sopra riportati prendono in considerazione le massime reazioni di compressione dei pali. Il prospetto di seguito tiene conto dell'eventuale sollecitazione di trazione sui pali.

Entrambi i gruppi di sollecitazioni dedotti saranno sottoposti a verifica.

Una sintesi delle caratteristiche dell'armatura longitudinale e a taglio previste è esibita nei prospetti di seguito. Il numero totale dei ferri fa riferimento ad una sezione di larghezza pari a 1m, posta in corrispondenza dell'attacco con il fusto della pila.

ARMATURA		
Armatura // asse longitudinale	Armatura // asse trasversale	Armatura taglio
Arm. tesa	Arm. tesa	Ø16/20x40
10Ø26 + 5Ø26	10Ø26 + 5Ø26	
Arm. Compressa	Arm. Compressa	
10Ø26	5Ø26	

11.2.1.1 Armatura // asse longitudinale dell'impalcato

Di seguito le verifiche strutturali relative al plinto di fondazione, eseguite secondo i criteri sopra esplicitati, per una striscia di larghezza pari ad 1m.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	

	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	200.0
3	50.0	200.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.2	5.8	26
2	-44.2	194.2	26
3	44.2	194.2	26
4	44.2	5.8	26
5	44.2	11.0	26
6	-44.2	11.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	6	5	8	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)

RELAZIONE DI CALCOLO

Mx		Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.			
My		Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.			
Vy		Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y			
Vx		Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x			
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	5814.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	6070.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	4103.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	3620.00 (2476.41)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	2574.00 (2476.41)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)

RELAZIONE DI CALCOLO

Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	5814.00	0.00	0.00	7106.75	0.00	1.22	106.2(31.0)
2	S	0.00	6070.00	0.00	0.00	7106.75	0.00	1.17	106.2(31.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00083	0.298	-50.0	200.0	0.00075	-44.2	194.2	-0.00196	-44.2	5.8
2	0.00083	0.298	-50.0	200.0	0.00075	-44.2	194.2	-0.00196	-44.2	5.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000014350	-0.002039731	0.298	0.812
2	0.000000000	0.000014350	-0.002039731	0.298	0.812

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.45	50.0	200.0	-225.3	34.4	5.8	2100	106.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1 S 5.69 50.0 200.0 -198.7 -14.7 5.8 2100 106.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00104	0	0.500	26.0	45	0.00078 (0.00060)	240	0.187 (0.40)	2476.41	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.05	50.0	200.0	-141.3	-4.9	5.8	2100	106.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00074	0	0.500	26.0	45	0.00056 (0.00042)	240	0.135 (0.30)	2476.41	0.00

11.2.1.2 Armatura // asse trasversale dell'impalcato

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	15.860 MPa
	Def.unit. max resistenza e_{c2} :	0.0020
	Def.unit. ultima e_{cu} :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.760 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.00 MPa

Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto ϵ_{pu} :	0.068	
Modulo Elastico E_f	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C28/35

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	200.0
3	50.0	200.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-40.3	9.7	26
2	-40.3	190.3	26
3	40.3	190.3	26
4	40.3	9.7	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N° Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N° Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N° Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	1829.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	2910.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	2910.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	979.00	0.00
2	0.00	979.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	1051.00 (2198.46)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	851.00 (2198.46)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	---------

1	S	0.00	1829.00	0.00	0.00	3678.72	0.00	2.01	53.1(40.0)
2	S	0.00	2910.00	0.00	0.00	3678.72	0.00	1.26	53.1(40.0)
3	S	0.00	2910.00	0.00	0.00	3678.72	0.00	1.26	53.1(40.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00055	0.218	-50.0	200.0	0.00042	-40.3	190.3	-0.00196	-40.3	9.7
2	0.00055	0.218	-50.0	200.0	0.00042	-40.3	190.3	-0.00196	-40.3	9.7
3	0.00055	0.218	-50.0	200.0	0.00042	-40.3	190.3	-0.00196	-40.3	9.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000013149	-0.002084049	0.218	0.713
2	0.000000000	0.000013149	-0.002084049	0.218	0.713
3	0.000000000	0.000013149	-0.002084049	0.218	0.713

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.01	50.0	200.0	-104.1	13.4	9.7	2402	53.1
2	S	2.01	50.0	200.0	-104.1	13.4	9.7	2402	53.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.16	50.0	200.0	-111.8	4.5	9.7	2450	53.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

RELAZIONE DI CALCOLO

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_c \text{ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \text{ max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00060	0	0.500	26.0	84	0.00034 (0.00034)	490	0.164 (0.40)	2198.46	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.75	-50.0	200.0	-90.5	-31.3	9.7	2400	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00048	0	0.500	26.0	84	0.00027 (0.00027)	485	0.132 (0.30)	2198.46	0.00

11.2.1.3 Verifica a taglio

SEZIONE

bw	=	100	cm
h	=	200	cm
c	=	9.7	cm
d	=	h-c	= 190.3 cm

MATERIALI

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	35	MPa
gc	=	1.5	
fck	=	0.83xRck	= 29.05 MPa
fcd	=	0.85xfck/gc	= 16.46 MPa

ARMATURE A TAGLIO

øst	=	14
braccia	=	5
øst2	=	0
braccia	=	0
passo	=	40 cm
(Asw / s)	=	19.242 cm ² / m
a	=	90 °(90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE VEd = 2182 (KN)

$$ac = 1.0000$$

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \alpha$

$$\cot(\alpha) = 3.15$$

$$\alpha = 17.61^\circ$$

$$VR_{sd} = 3223.98 \quad (\text{KN})$$

$$VR_{cd} = 4861.02 \quad (\text{KN})$$

$$VR_d = 3224 \quad (\text{KN})$$

$$\min(VR_{sd}, VR_{cd})$$

Di seguito la verifica del taglio-punzonamento del plinto, lato pali (caso palo d'angolo), eseguita in accordo a quanto prescritto nei paragrafi 6.4.3 – 6.4.4 – 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 (Eurocodice 2). L'azione di taglio sul plinto, trasferita dal palo, presa in considerazione per la verifica, è stata dedotta sottraendo al massimo sforzo normale registrato in testa al palo d'angolo, il carico all'interno del perimetro di verifica, che contribuisce alla resistenza del sistema strutturale (par. 6.4.1 – UNI EN1992-1-1 – (5)).

Il perimetro di verifica di base u_1 è stato valutato secondo quanto prescritto per le aree caricate in prossimità di angoli (par. 6.4.2 – UNI EN1992-1-1 – (4)).

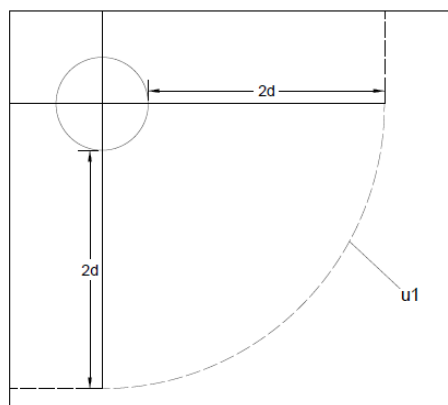


Figura 8: Perimetro di verifica di base per punzonamento nel caso di palo d'angolo

VERIFICA A PUNZONAMENTO PIASTRE EC2 -UNI EN 1992-1-1 - Caso palo d'angolo

DATI PALO

D	=	1200	mm		
Hp (piastra)	=	2000	mm		
cx (copriferro asse)	=	58	mm		
cy (copriferro asse)	=	97	mm		
dx	=	Hp-cx	=	1942	mm
dy	=	Hp-cy	=	1903	mm
deff (altezza utile media)	=	(dx+dy)/2	=	1922.5	mm
d1x (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
d1y (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
u1 (perimetro di verifica)	=	$((2\pi((D/2)+2deff))/4)+d1x+d1y$	=	9378.7	mm

TIPOLOGIA COLONNA

UBICAZIONE		A
β	=	1.5

MATERIALI

f_{wd}	=	391.30	MPa	acciaio	
R_{ck}	=	35	MPa	cls	
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	29.05	MPa
f_{ctd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	16.46	MPa
f_{ctm}	=	$0.3 \times (f_{ck})^{2/3}$	=	2.83	MPa
f_{ctk}	=	$0.7 \times f_{ctm}$	=	1.98	MPa
f_{ctd}	=	f_{ctk} / γ_c	=	1.32	MPa

ARMATURE LONGITUDINALI PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA

ϕ_x	=	26	mm	diametro barre X
Numero arm x	=	20	1/m	numero barre X a ml
A_{slx}	=	10618.58	mm ² /m	area barre X a ml
leff _y	=	12.74	m	larghezza efficace dir Y
A_{slx}	=	135227.66	mm ²	acciaio X nella largh. efficace
ϕ_y	=	26	mm	diametro barre Y
Numero arm y	=	10	1/m	numero barre Y a ml
A_{sly}	=	5309.29	mm ² /m	area barre Ya ml
leff _x	=	12.74	m	larghezza efficace dir X
A_{sly}	=	67613.83	mm ²	acciaio Y nella largh. efficace

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO

SFORZO NORMALE PALO	$V_{Ed} =$	2321	(KN)
----------------------------	------------	------	------

TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO

tensione tangenziale	$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u1 \cdot d)$	0.19	MPa
----------------------	--	------	-----

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

Crdc	=	0.12	$0.18 / \gamma_c$
k	=	1.32	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
vmin	=	0.287	
ρ_{lx}	=	0.0055	percentuale armatura tesa X
ρ_{ly}	=	0.0028	percentuale armatura tesa Y
ρ_l	=	0.0039	percentuale media geometrica
α_{cp}	=	0.0000	(MPa) tensione di compressione cls

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

$V_{Rd,c}$	=	0.36	(MPa)	$V_{min+0.15 \cdot \alpha_{cp}}$	0.29	(MPa)
$V_{Rd,c}$	=	0.36	(MPa)	resistenza a taglio cls non armato		
Esito verifica	=	OK. Verifica a punzonamento soddisfatta				
Fattore di sicurezza FS =	$V_{Rd,c} / V_{Ed}$	1.85				

11.2.2 Pali

I pali saranno armati con uno strato di 32 Ø30 e con una spirale Ø12/15. Tale armatura costituisce la prima gabbia e si estende per 15 metri. La successiva gabbia sarà realizzata con un'armatura costituita da 16Ø20, corrispondenti ad un'area complessiva dello 0.4% dell'area di calcestruzzo, pari al valore minimo previsto dalla normativa di 0,4%.

Si riportano di seguito, per ciascuna delle combinazioni di carico analizzate, le verifiche strutturali dei pali di fondazione relativi alla pila di altezza massima fra quelle del tipo in esame aventi la medesima tipologia di armatura.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.930	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.800	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.800	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.600	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	120.0	cm
Barre circonferenza:	32Ø30	(226.2 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	10.2	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT

1	1439.00	0.00	0.00	0.00
2	2288.00	0.00	0.00	0.00
3	2321.00	2595.00	174.00	0.00
4	531.00	2595.00	174.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	1069.00	17.00
2	1636.00	17.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	1078.00	0.00 (0.00)
2	1503.00	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	1098.00	0.00 (0.00)
2	1211.00	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.9	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.
1	S	1439.00	0.00			9999.000	12.5	0.43	0.98 134.3 (22.6)

RELAZIONE DI CALCOLO

2	S	2288.00	0.00	9999.000	9.8	0.46	1.00	134.3 (22.6)
3	S	2321.00	2595.00	1.257	9.6	0.46	1.00	120.2 (22.6)
4	S	531.00	2595.00	1.061	15.8	0.40	0.94	134.3 (22.6)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00149	60.0	0.00117	49.8	-0.00196	-49.8
2	0.00165	60.0	0.00132	49.8	-0.00196	-49.8
3	0.00166	60.0	0.00132	49.8	-0.00196	-49.8
4	0.00132	60.0	0.00101	49.8	-0.00196	-49.8

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	8	mm	
Passo staffe:	23.9	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	4.2	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors / N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	0.00	0.00	3603.13	126.48	109.5 91.9	1.000	1.080	0.0
2	S	0.00	0.00	3702.60	124.80	109.2 91.9	1.000	1.128	0.0
3	S	174.00	0.00	2556.18	311.85	109.2 91.9	2.500	1.129	2.3
4	S	174.00	0.00	2402.00	322.18	109.0 92.2	2.500	1.030	2.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.80	-60.0	0.66	60.0	10.0	49.8	0.0	12539	0.0	----
2	S	1.18	-60.0	1.04	60.0	15.8	49.8	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00005	0.00006		----	----	----	----	----	0.00
2	S	0.00008	0.00009		----	----	----	----	----	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.73	-60.0	0.73	60.0	11.0	48.8	0.0	11731	0.0	----
2	S	1.02	-60.0	1.02	60.0	15.3	9.7	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00005	0.00005		----	----	----	----	----	0.00
2	S	0.00008	0.00008		----	----	----	----	----	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.75	-60.0	0.75	60.0	11.2	27.7	0.0	4997	0.0	----
2	S	0.82	-60.0	0.82	60.0	12.4	19.1	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00006	0.00006		----	----	----	----	----	0.00
2	S	0.00006	0.00006		----	----	----	----	----	0.00

11.2.2.1 Verifiche geotecniche

11.2.2.1 Verifiche di capacità portante

In accordo con le curve di capacità portante ottenute per il viadotto in esame, nelle seguenti tabelle si riportano le lunghezze dei pali utilizzate per la spalla e la sintesi delle verifiche geotecniche.

In funzione delle condizioni locali del terreno si considera l'effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo η della capacità portante pari a 0.98.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

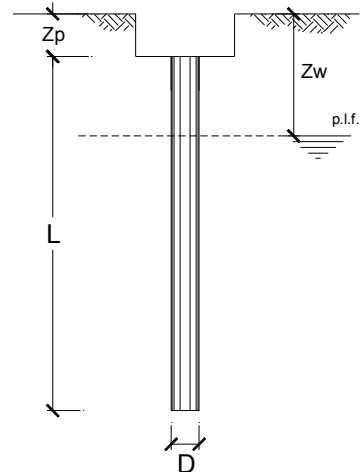
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A_p):	1.131	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p):	4.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z_w):	100.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	3234.58	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		Lpalo =	30.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_b	γ_s	γ_s traz
		γ_G	γ_Q			
S.L.U.	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.10	1.20	1.50	1.30	1.30



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

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	ϕ'_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	30.00	E	19.50	10.0	23.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.61	0.42		

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

RELAZIONE DI CALCOLO

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	ϕ'_{min} (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	30.00	E	19.50	10.0	23.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	α	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.61	0.42		

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	30.00	E	10836.8	4.19	7.50	2850.1	3223.4	10836.8	4.19	7.50	2850.1	3223.4

CARICO ASSIALE AGENTE

$$Nd = Ng \cdot \gamma_g + Nq \cdot \gamma_q$$

$$Nd = 3234.6 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ med}} = 3223.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 10836.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 14060.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ min}} = 3223.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 10836.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 14060.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1896.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 6374.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 8270.7 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 6947.7 \text{ (kN)}$$

$$Fs = R_{c,d} / Nd$$

$$Fs = 2.15$$

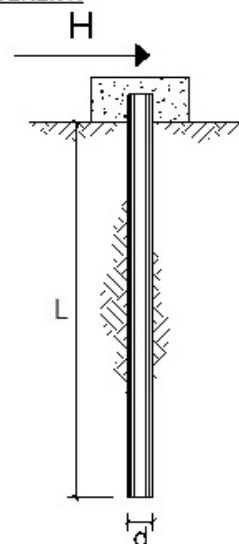
11.2.2.1.2 Verifiche del carico limite orizzontale

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ψ	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			○	1.30	1.25	1.00

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

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

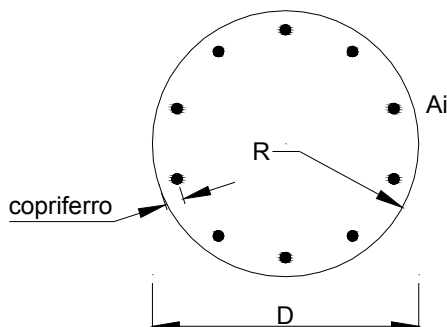
Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 35 (Mpa)
fck = 28 (Mpa)
 γ_c = 1.5
 α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 15.87$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)
 γ_s = 1.15
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)

E_s = 206000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.190%
 ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
32	ϕ 30	22619	102
	ϕ 0	0	80
0	ϕ 0	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 3647.2$ (kN m)

Inserisci

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	30.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	3647.15	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	23.00	(°)	φ'_{min} =	23.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	23.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	23.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p_{med}}$ =	2.28	(-)	$k_{p_{min}}$ =	2.28 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.50	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	174	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 72108.06 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 72108.06 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 24157.59 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 24157.59 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 2125.38 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 2125.38 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 2125.38 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 2125.38 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1250.22 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 961.71 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 174.00 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 5.53$$

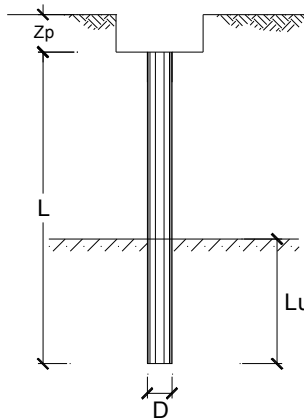
11.2.2.1.3 Valutazione dei cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: 0

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)
Carico sul palo (P): 3234.6 (kN)
Lunghezza del Palo (L): 30.00 (m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 30.00 (m)
Modulo di Deformazione (E): 40.00 (MPa)
Numero di pali della Palificata (n): 8 (-)
Spaziatura dei pali (s): 3.6 (m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D); \quad 1.90 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile} = 5.12 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n \cdot s / L)^{0,5} \quad R = 0.980$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta = 8 \cdot 0.65 \cdot 5.12 = 26.43 \text{ (mm)}$$