

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.

CUP: J14H20000440001

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

IV03 - CAVALCAFERROVIA VIA FENILON

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

SCALA:

-

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

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L I V 0 3 0 5 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Maestrelli <i>[Signature]</i>	Sett 2021	M. Rigo <i>[Signature]</i>	Sett 2021	C. Mazzocchi <i>[Signature]</i>	Sett 2021	A. Perego Sett 2021
								

File: IN1010D26CLIV0305001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	7
1.1	ASPETTI GENERALI	7
1.2	ELEMENTI STRUTTURALI	8
1.2.1	METODO DI CALCOLO	10
1.2.2	CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA	10
1.2.3	COMBINAZIONI DI CARICO	11
1.2.4	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	15
1.2.5	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	15
1.2.6	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	16
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	16
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	18
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	19
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	19
3.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	20
3.3	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	21
3.4	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	21
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	21
3.6	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	21
3.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	22
3.8	COPRIFERRI	22
4	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	23
5	CALCOLO DELLA STRUTTURA PILA 1	24
5.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	24
5.2	AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO	25
5.2.1	AZIONI RELATIVE ALL’IMPALCATO	25

5.2.2	AZIONI RELATIVE ALLA PILA	25
5.2.2.1	Carichi permanenti relativi all'elevazione	25
5.2.2.2	Azione del vento	25
5.2.2.3	Azioni relative alla platea di fondazione	25
5.2.3	PALIFICATA DI FONDAZIONE	25
6	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PILA 1	27
6.1	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO INFERIORE	28
6.1.1	DIAGRAMMA DEI MOMENTI	28
6.1.2	VERIFICHE FUSTO INFERIORE	28
6.1.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione	28
6.1.2.2	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	29
6.2	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO SUPERIORE	30
6.2.1	DIAGRAMMA DEI MOMENTI	30
6.2.2	VERIFICHE FUSTO SUPERIORE	30
6.2.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione	30
6.2.2.2	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	31
6.3	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE	32
6.3.1	DIAGRAMMA DEI MOMENTI	32
6.3.2	VERIFICHE PLATEA	33
6.3.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione parallelo al senso di marcia	33
6.3.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione perpendicolare al senso di marcia	33
6.3.2.2	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	34
6.3.3	VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA PLATEA	35
6.4	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	37
6.4.1	ARMATURA ADOTTATA PER I PALI	37
6.4.2	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI	38
6.4.3	CALCOLO MOMENTO RESISTENTE PALO	40
6.4.4	VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI	41

7	CALCOLO DELLA STRUTTURA PILA 2	42
7.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	42
7.2	AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO	43
7.2.1	AZIONI RELATIVE ALL'IMPALCATO	43
7.2.2	AZIONI RELATIVE ALLA PILA	43
7.2.2.1	Carichi permanenti relativi all'elevazione	43
7.2.2.2	Azione del vento	43
7.2.2.3	Azioni relative alla platea di fondazione	43
7.2.2.4	Azioni eccezionali – Urti	43
7.2.3	PALIFICATA DI FONDAZIONE	45
8	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PILA 2	46
8.1	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO INFERIORE	47
8.1.1	DIAGRAMMA DEI MOMENTI	47
8.1.2	VERIFICHE FUSTO INFERIORE	47
8.1.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione	47
8.1.2.2	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	48
8.2	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO SUPERIORE	49
8.2.1	DIAGRAMMA DEI MOMENTI	49
8.2.2	VERIFICHE FUSTO SUPERIORE	49
8.2.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione	49
8.2.2.2	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	50
8.3	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE	51
8.3.1	DIAGRAMMA DEI MOMENTI	51
8.3.2	VERIFICHE PLATEA	52
8.3.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione parallelo al senso di marcia	52
8.3.2.2	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione perpendicolare al senso di marcia	52
8.3.2.3	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	53
8.3.3	VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA PLATEA	54

8.4	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	56
8.4.1	ARMATURA ADOTTATA PER I PALI	56
8.4.2	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI	57
8.4.3	CALCOLO MOMENTO RESISTENTE PALO	58
8.4.4	VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI	60
9	CALCOLO DELLA STRUTTURA PILA 3	61
9.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	61
9.2	AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO	62
9.2.1	AZIONI RELATIVE ALL'IMPALCATO	62
9.2.2	AZIONI RELATIVE ALLA PILA	62
9.2.2.1	Carichi permanenti relativi all'elevazione	62
9.2.2.2	Azione del vento	62
9.2.2.3	Azioni relative alla platea di fondazione	62
9.2.2.4	Azioni eccezionali – Urti	62
9.2.3	PALIFICATA DI FONDAZIONE	64
10	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PILA 3	65
10.1	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO INFERIORE	66
10.1.1	DIAGRAMMA DEI MOMENTI	66
10.1.2	VERIFICHE FUSTO INFERIORE	66
10.1.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione	66
10.1.2.2	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	67
10.2	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO SUPERIORE	68
10.2.1	DIAGRAMMA DEI MOMENTI	68
10.2.2	VERIFICHE FUSTO SUPERIORE	68
10.2.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione	68
10.2.2.2	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	69
10.3	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE	70
10.3.1	DIAGRAMMA DEI MOMENTI	70
10.3.2	VERIFICHE PLATEA	71

10.3.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione parallelo al senso di marcia	71
10.3.2.2	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione perpendicolare al senso di marcia	71
10.3.2.3	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	72
10.3.3	VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA PLATEA	73
10.4	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	75
10.4.1	ARMATURA ADOTTATA PER I PALI	75
10.4.2	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI	76
10.4.3	CALCOLO MOMENTO RESISTENTE PALO	77
10.4.4	VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI	79

1 PREMESSA

1.1 ASPETTI GENERALI

Nel presente documento verrà affrontato il calcolo delle sollecitazioni trasmesse e le corrispondenti verifiche delle strutture costituenti le pile relative all'opera IV03.

Relativamente al comportamento del ponte nei confronti delle azioni sismiche si prevede di fissare gli impalcati a spalle e pile mediante isolatori elastomerici.

Si riporta di seguito lo schema grafico dell'intervento.

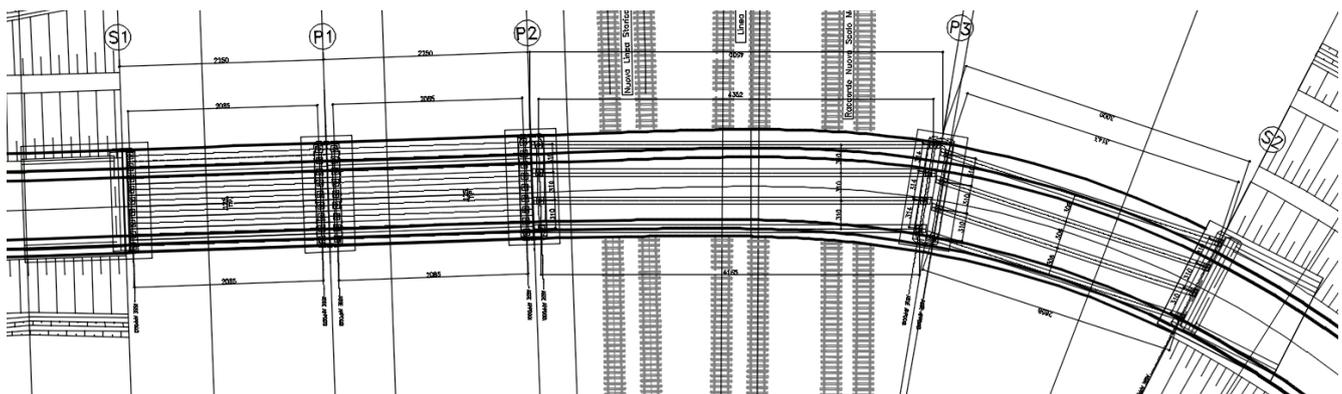


Figura 1-1 Pianta impalcato

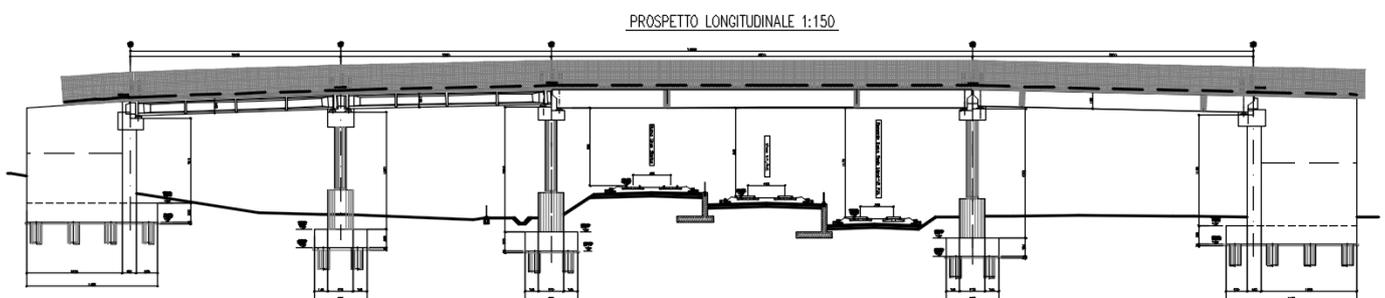


Figura 1-2 Sezione longitudinale

1.2 ELEMENTI STRUTTURALI

Le tre pile in progetto (P1, P2 e P3) sono complessivamente simili come geometria e vincolamento: presentano una sezione in pianta a forma di rettangolo allungato a sezione piena, di dimensioni 5.6m x 12.80m. Il fusto basso ha uno spessore di 2.70m ed un'altezza di 4.25m, mentre il fusto alto presenta uno spessore di 1.20m ed un'altezza massima di circa 9.60m.

I plinti di fondazione sono di spessore pari a 2m e sono posti su palificata da 8 pali $\Phi = 1200\text{mm}$, $L=20.00\text{m}$, disposti su 2 file ed interessati di 3.60m in entrambe le direzioni.

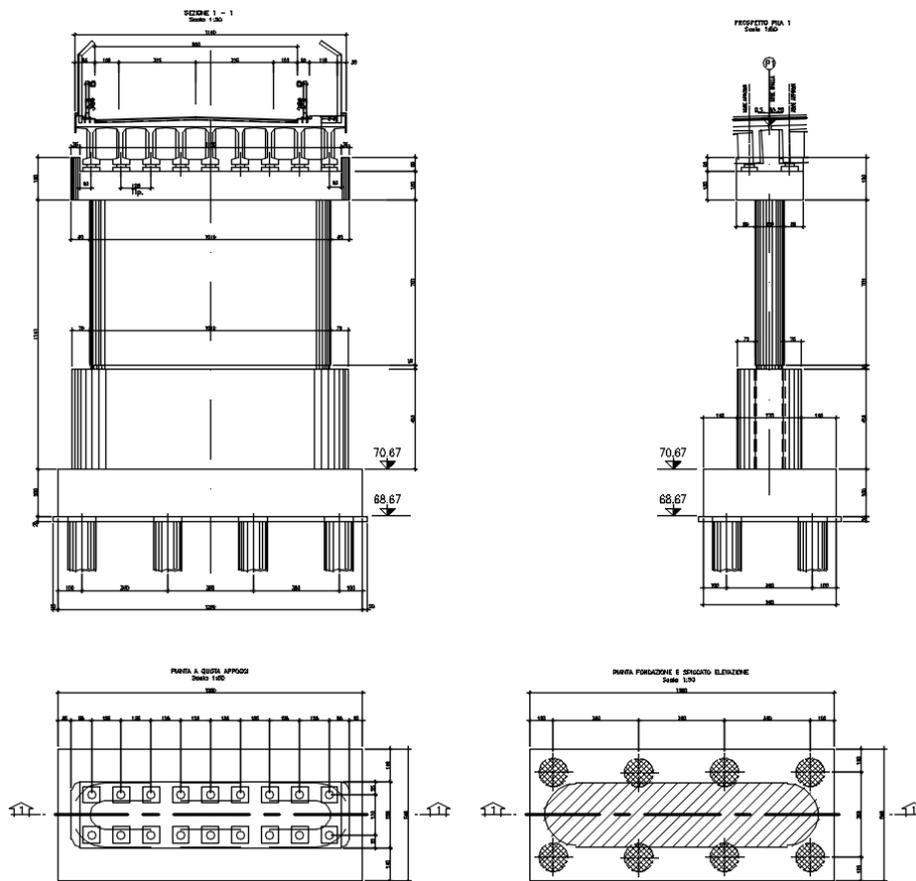


Figura 1.3 Pila P1

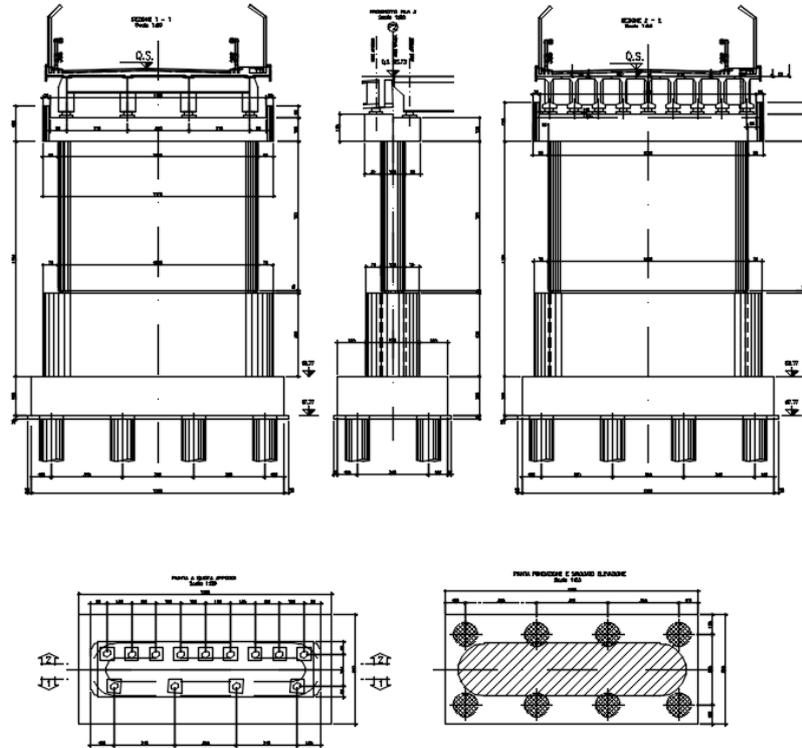


Figura 1.3 Pila 2

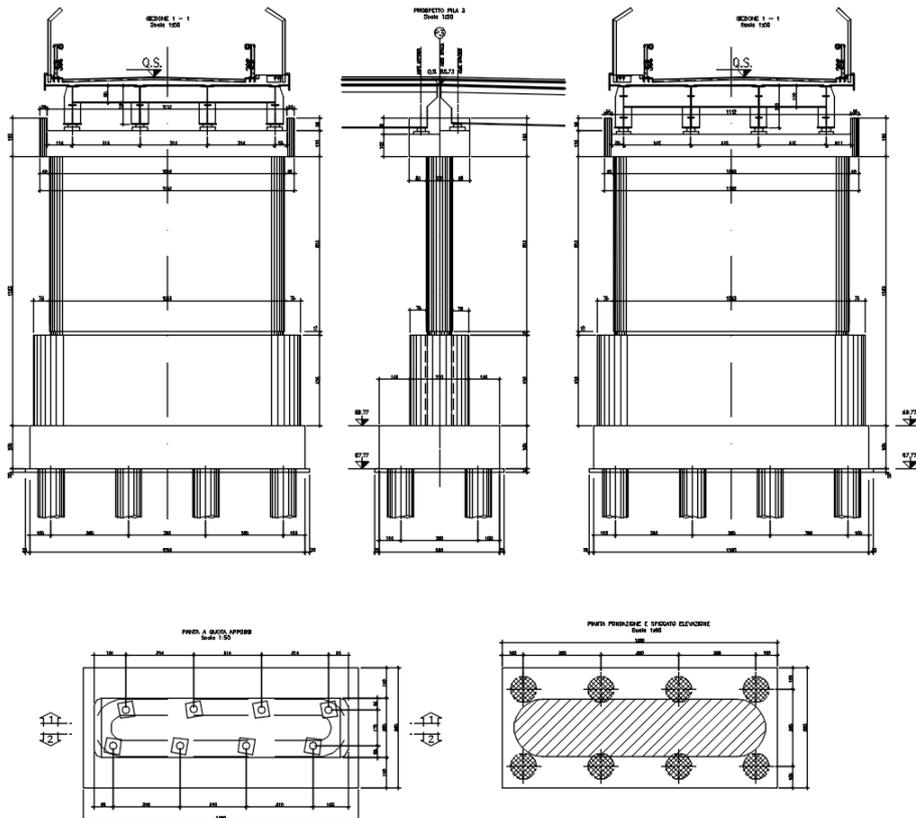


Figura 1.5 Pila 3

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A	FOGLIO 10 di 79

1.2.1 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM17/01/2018 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

1.2.2 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’effetto dell’azione sismica di progetto sull’opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno; nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s’intende che l’opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l’opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l’opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l’opera

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A

deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Essendo le pile e le spalle sede di dispositivi elastomerici, secondo quanto prescritto dalla normativa vigente (punto § 7.10.2), la sottostruttura deve mantenersi in campo elastico: a tal riguardo quindi, nel calcolo allo SLV, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 45°25'38 N e Longitudine 10°54'35 E, ad una quota di circa 84 m.s.l.m..

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

I valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.262
SLD	201	0.111	2.408	0.271
SLV	1898	0.259	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.289

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B.

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_S \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.150$$

$$S_T \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.000$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.150 \cdot 0.259 = 0.298g \approx 0.300g$$

1.2.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al . 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018.

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

Q	carichi da traffico
Q_T	azioni termiche
Q_w	azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

1) – **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e Tabella 6.4.II e 6.4.IV per i parametri di resistenza per le opere di fondazione su pali.

OPERE DI FONDAZIONE – FONDAZIONI SU PALI (CAP.6.4.3)

Approccio 1

(A1+M1+R1)
(A2+M1+R2)

(verifica struttura)
(verifica geotecnica)

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	\square_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\square_{\square 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno: altrimenti si applicano i valori GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.

⁽⁴⁾ 1.20 per effetti locali

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25

Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

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

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

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,A} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,A} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

- 1A) STR) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
 \Rightarrow (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)
- 1B) GEO) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
 \Rightarrow (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)
- 6) Eccezionale) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

- 2) Rara) $\Rightarrow G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 3) Frequente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- 4) Quasi permanente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A	FOGLIO 15 di 79

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$5A) \text{ STR) } \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\Rightarrow \text{(terreno non defattorizzato e spinta attiva)}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma.

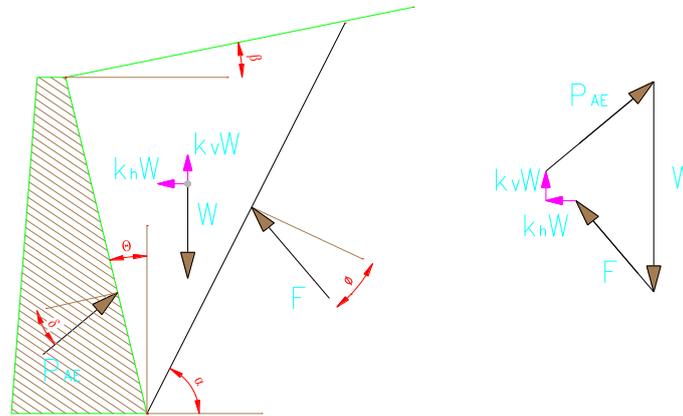
1.2.4 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

Il calcolo svolto nella condizione sismica è un'analisi statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Tale analisi è dipendente dalle caratteristiche dei dispositivi di isolamento ed in particolare dal valore della rigidezza orizzontale e dal coefficiente di smorzamento equivalente.

Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidezze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni di esercizio per la ripartizione delle forze orizzontali tra i diversi elementi di sostegno. Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento utilizzati per l'opera in oggetto, già descritte nella premessa, consentono la trasmissione delle azioni derivanti dall'impalcato proporzionalmente alle rigidezze a pile e spalle.

1.2.5 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Si specificache per le pile oggetto della presente relazione il comportamento del terreno sul fusto non è particolarmente significativo stante il fatto che l'interramento è di circa 0.8m: il dimensionamento delle strutture sarà effettuato tenuto conto el terreno imbarcato e della sovraspinta sismica, in cui si è considerato lo schema di spinta attiva con incremento dinamico secondo l'approccio di Mononobe-Okabe.



$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

H : altezza del muro

E_{ws} : spinta idrostatica

γ^* : peso specifico del terreno

K : coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico)

$$\psi = \arctan (k_h / (1 \pm k_v)) =$$

$$k_{AE} = \frac{[\cos^2 (\phi - \theta - \psi)]}{[\cos \psi * \cos^2 \theta * \cos(\delta + \theta + \psi) * (1 + ((\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \psi) / \cos(\delta + \theta + \psi) / \cos(\beta - \theta))^{1/2})^2]}$$

$$\Delta e_d = P_{AE(kv)} - S_a$$

1.2.6 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali verranno svolte secondo quanto prescritto dalla normative in vigore (DM 17/01/2018); i limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Per la tipologia di vincolamento assunto (isolatori elastomerici) in condizioni sismiche le "sottostrutture" devono rimanere in campo elastico; si sono quindi effettuate le seguenti verifiche: allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

1.3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborate grafici e dai seguenti documenti:

Relazione Tecnica Descrittiva

Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	17 di 79

Relazione di Calcolo Impalcato

Relazione di Calcolo Opere Provvisionali

	<p>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO PILE</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IN10</td> <td>10</td> <td>D26CL</td> <td>IV0105001</td> <td>A</td> <td>18 di 79</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IN10	10	D26CL	IV0105001	A	18 di 79
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	18 di 79								

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente.

Ministero dei LL.PP – D.M. 17.01.2018

Circolare 21 Gennaio 2019 n.7

CNR – DT 207/2008

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

**RFI DTC SI MA IFS 001 E Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II Sezione 2 –
PONTI E STRUTTURE**

EC3 - UNI EN 1993-1-1:2005

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rck minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/sgelo con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	RAPPORTO ACQUA/CEMENTO (+Aria %)	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\Phi > 800\text{mm}$	XC2	C25/30	60	S4	0.60	40
PLINTI	XC2	C25/30	40	S4	0.60	40
ELEVAZIONE PILE	XC4+XF2	C32/40	40	S4	0.50 (+4%)	32
PULVINI E BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+ XF4	C32/40	40	S5	0.45 (+4%)	25

(non si ritiene di applicare la classe XD3, poiché oltre ai sali disgelanti è prevista la situazione di gelo-disgelo (XF4) che costituisce l'unica causa della presenza di cloruri, né vi sono altre fonti da cui provengano cloruri (per questo motivo la classe di esposizione XD3 non appare nella Tabella)

3.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE

Nel capitolo 4 del DM 17.01.2018 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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	$\leq w_2$
		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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.

I valori limite di apertura delle fessure, per la **combinazione frequente** e per armature poco sensibili, sono i seguenti:

$\delta f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;

b) $\delta f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.1.2018.

In ogni caso devono essere condotte le verifiche a fessurazione mediante calcolo diretto, ai sensi del D.M. 17.01.2018, p.to 4.1.2.2.4.6.

3.3 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.6 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 40 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	33.20 N/mm ²
--	----------------------------------	-------------------------

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	22 di 79

Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.169 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm ²

3.7 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→	$\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

3.8 COPRIFERRI

Pile - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
FONDAZIONI	
Pali $\phi \geq 800$ mm	60
Platea	40
ELEVAZIONE	
Fusti	40
Baggioli	40

4 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Basandosi sui risultati delle indagini geotecniche ai fini del calcolo della capacità portante del palo e dei manufatti a contatto con il terreno è stata considerata la seguente stratigrafia:

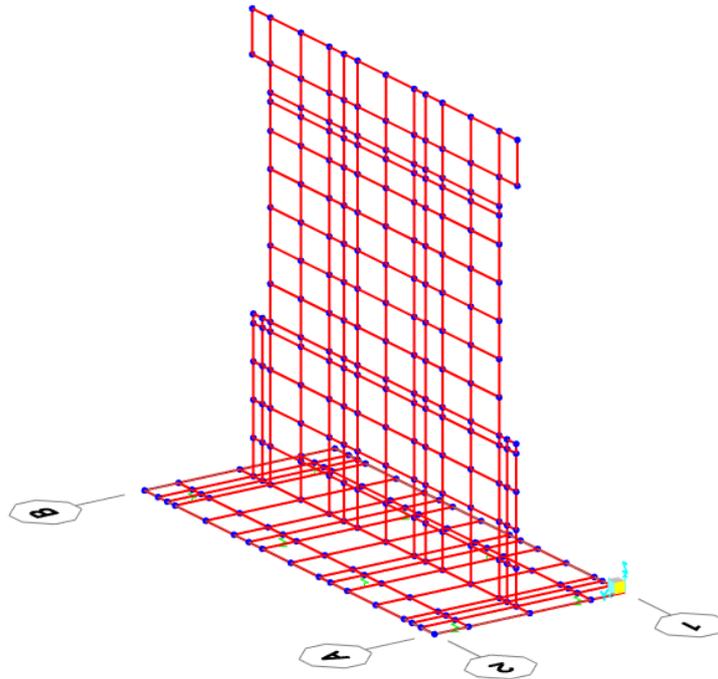
- Strato n.1 in ghiaia sabbiosa umida presente da quota 0.00m a quota -9.00m
 $c_u=0.0$
 $\phi'=40^\circ$
 $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$
- Strato n.2 in ghiaia sabbiosa nocciola presente da quota -9.00m a quota -35.00m
 $c_u=0.0$
 $\phi'=40^\circ$
 $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$

5 CALCOLO DELLA STRUTTURA PILA 1

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della pila (fusto e fondazioni) si è fatto ricorso al programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI.

5.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto, il fusto e la platea sono stati schematizzati come elementi shell di spessore corrispondente a quelli reali.



I pali sono schematizzati mediante link, con una rigidezza k sotto riportata, relativa ad ogni singolo palo.

$$E_c := 31476000 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Calcestruzzo C 25 / 30}$$

$$\phi_{PALO} := 1,2 \text{ m}$$

$$L := 20 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

$$A_{PALO} := \frac{\pi \cdot \phi_{PALO}^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$K := \frac{E_c \cdot A_{PALO}}{L} = 1779925,867 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A

5.2 AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

5.2.1 AZIONI RELATIVE ALL'IMPALCATO

Dal modello dell'impalcato sono state ricavate le reazioni negli appoggi e tali azioni trasmesse dall'impalcato sono state inserite nel modello della pila.

5.2.2 AZIONI RELATIVE ALLA PILA

5.2.2.1 Carichi permanenti relativi all'elevazione

I carichi strutturali relativi la pila vengono determinati automaticamente dal programma assumendo il peso specifico del materiale (c.c.a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$).

5.2.2.2 Azione del vento

Come per l'impalcato, l'azione del vento sulla pila è stata valutata in due direzioni principali: perpendicolare alla direzione dell'impalcato, perpendicolare alla direzione della pila.

Il valore assunto è pari a:

vento: $q_v = 2.50 \text{ kN/mq}$

5.2.2.3 Azioni relative alla platea di fondazione

I carichi strutturali relativi la fondazione vengono determinati automaticamente dal programma assumendo il peso specifico del materiale (c.c.a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$).

5.2.3 PALIFICATA DI FONDAZIONE

La palificata presenta la seguente geometria:

diametro pali = 120 cm

numero totale pali = 8

interasse longitudinale = 3.6m

interasse trasversale = 3.6m

I pali sono schematizzati mediante link, con una rigidezza k sotto riportata, relativa ad ogni singolo palo:

$$E_c := 31476000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Calcestruzzo C 25 / 30}$$

$$\phi_{PALO} := 1,2 \text{ m}$$

$$L := 20 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

$$A_{PALO} := \frac{\pi \cdot \phi_{PALO}^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$K := \frac{E_c \cdot A_{PALO}}{L} = 1779925,867 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PILA 1

Le combinazioni di carico considerate sono quelle di stato limite di esercizio e di stato limite ultimo.

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (condizioni di esercizio, combinazione "rara"): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione "frequente" e "quasi permanente"): come indicato nel D.M.17.01.2018 si verifica l'ampiezza di apertura delle fessure con le limitazioni imposte dalle Istruzioni 44A della normativa ferroviaria.

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (condizione "Eccezionale"): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

6.1 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO INFERIORE

6.1.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Si riporta di seguito il diagramma dei momenti ricavato dal modello.

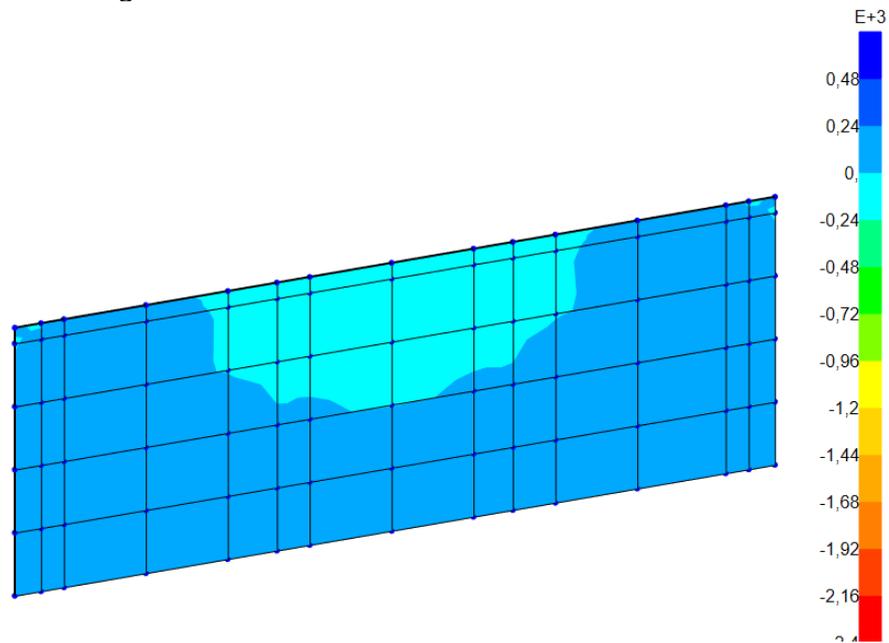
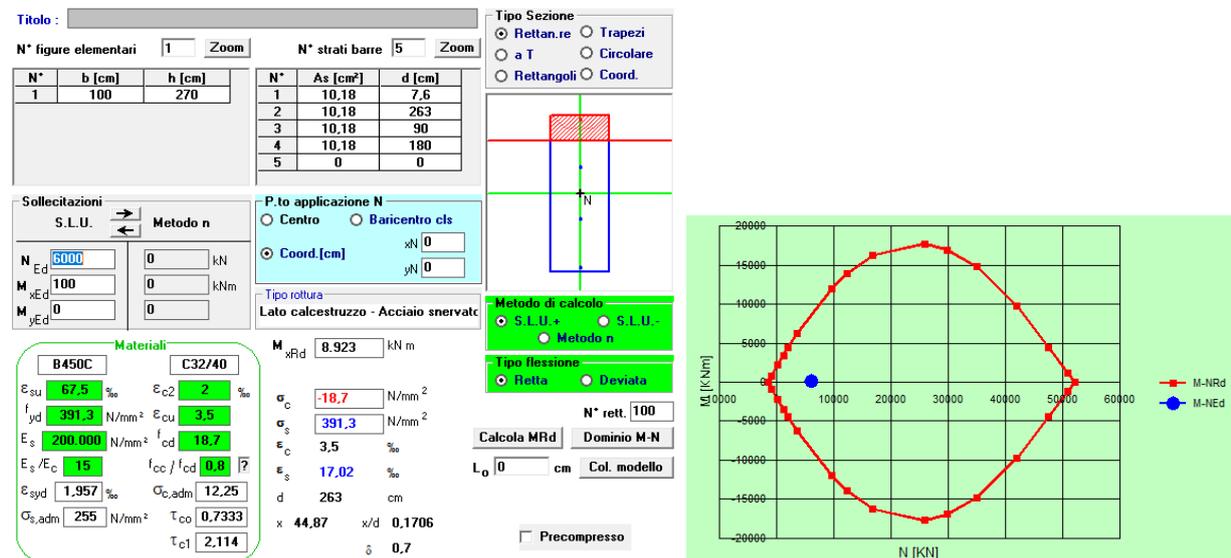


Diagramma momenti M22

6.1.2 VERIFICHE FUSTO INFERIORE

6.1.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione



6.1.2.2 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 33642 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 270 \text{ cm} \quad c := 5 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 265 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 35 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right] \right) = 12,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1250 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,0104$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1250 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,0104$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0000904812$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 31,15 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,05 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

6.2 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO SUPERIORE

6.2.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Si riporta di seguito il diagramma dei momenti ricavato dal modello.

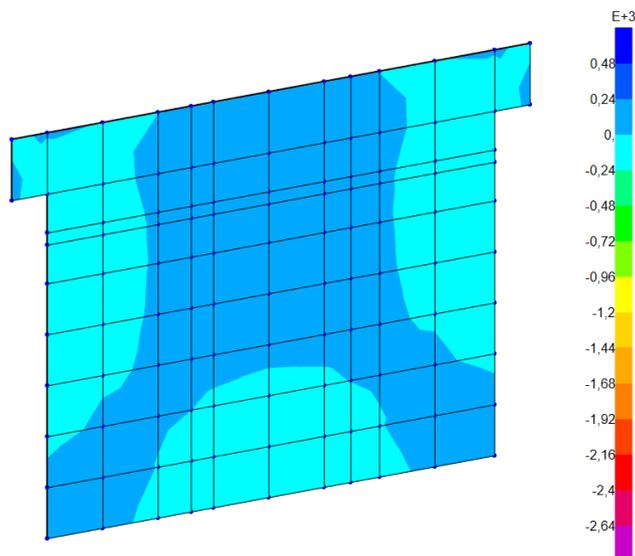
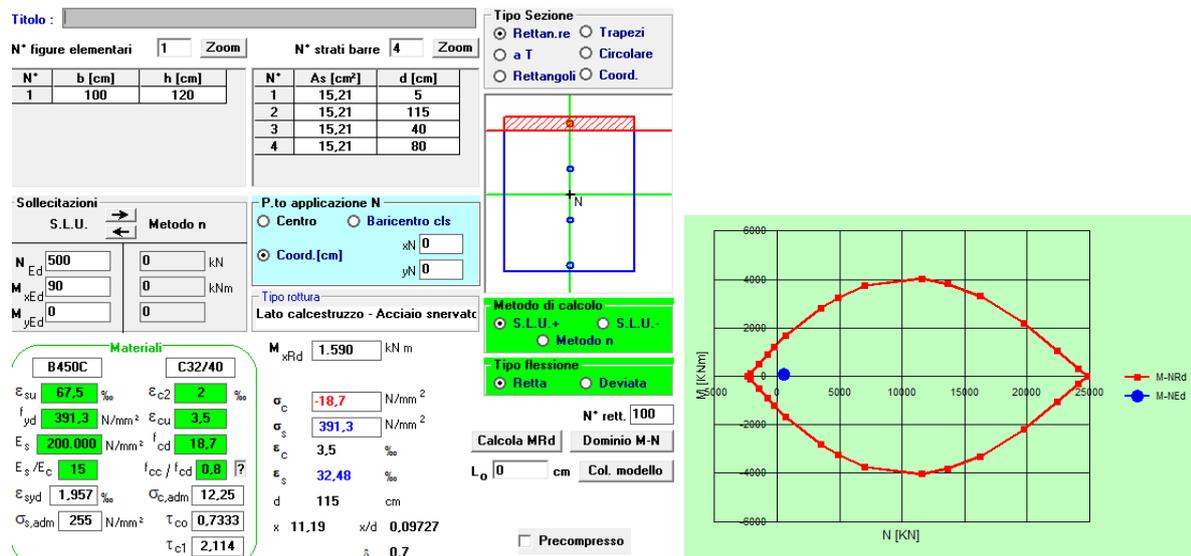


Diagramma momenti M22

6.2.2 VERIFICHE FUSTO SUPERIORE

6.2.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione



6.2.2.2 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 33642 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 270 \text{ cm} \quad c := 5 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 265 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 35 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right] \right) = 12,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1250 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,0104$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0000254812$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 31,15 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,01 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

6.3 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE

6.3.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Vengono riportati i diagrammi dei momenti relative alla platea:

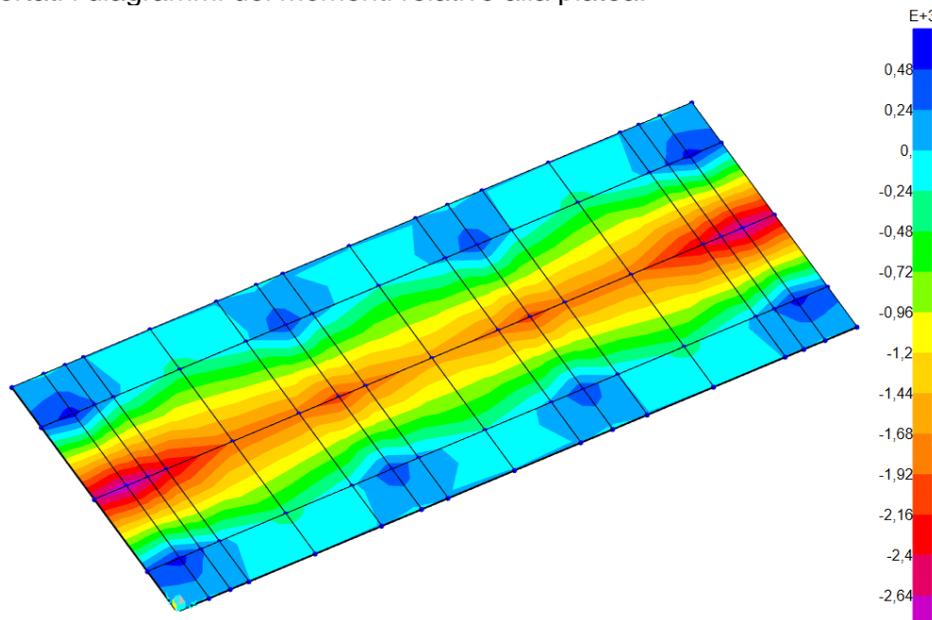


Diagramma momento M22

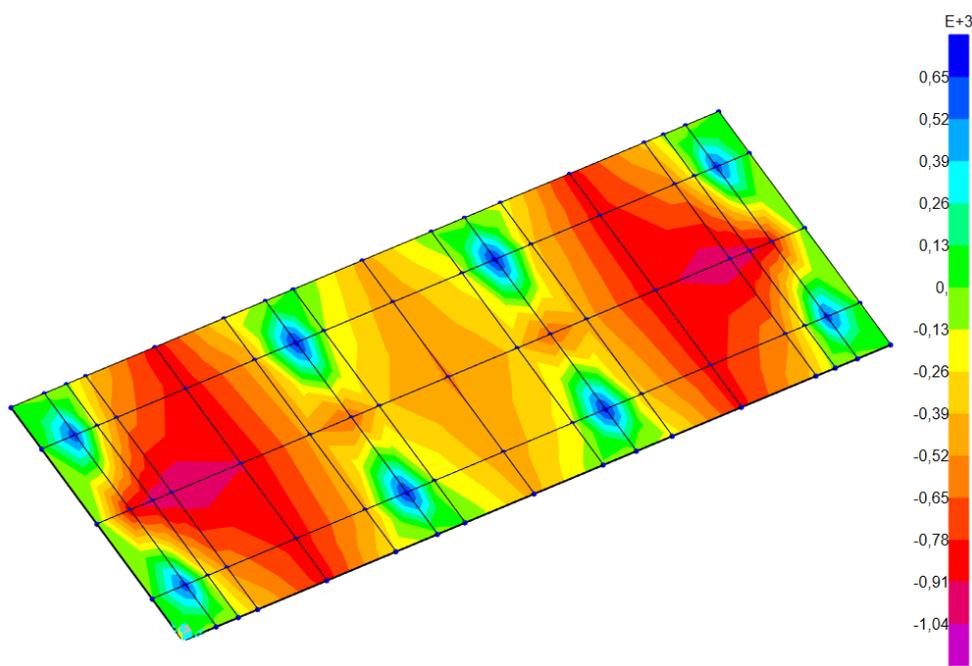


Diagramma momento M11

6.3.2 VERIFICHE PLATEA

6.3.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione parallelo al senso di marcia

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,67	4
2	31,67	12
3	31,67	186
4	31,67	193
5	31,67	100
6	22,62	50

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} % ε_{c2} %
f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
E_s N/mm² f_{cd} %
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} % σ_{c,adm} %
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c %
ε_s %
d cm
x x/d
δ

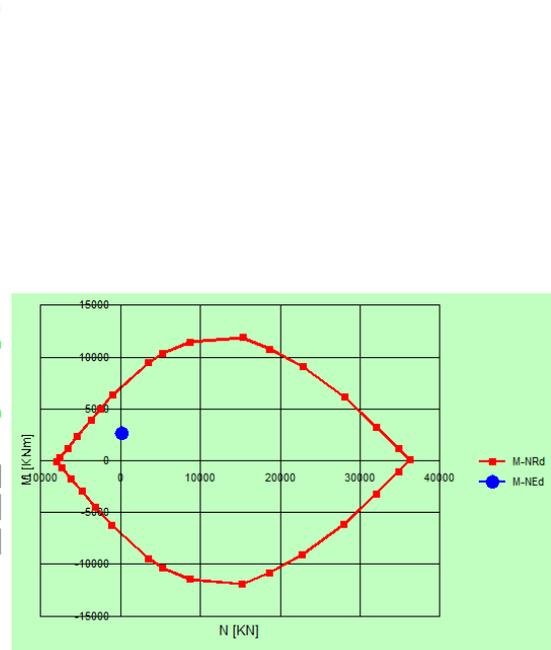
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso



6.3.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione perpendicolare al senso di marcia

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,81	7
2	22,81	193
3	6,28	100

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} % ε_{c2} %
f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
E_s N/mm² f_{cd} %
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} % σ_{c,adm} %
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c %
ε_s %
d cm
x x/d
δ

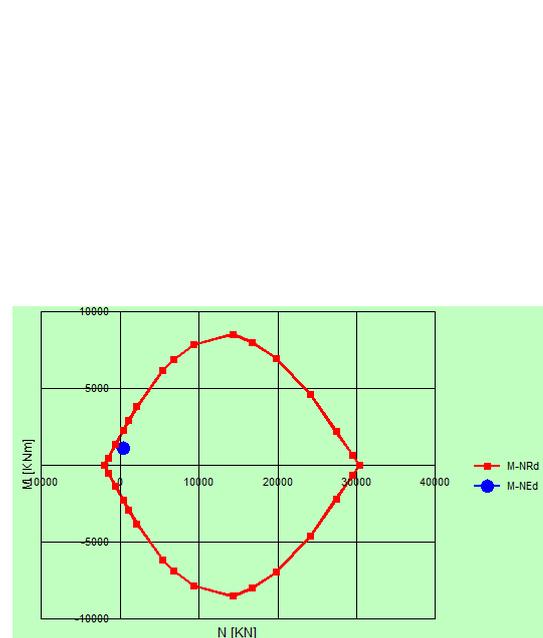
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso



6.3.2.2 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C25/30

$$f_{ctm} := 2,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 31447 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 200 \text{ cm} \quad c := 7 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 193 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 45,9 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left(\begin{array}{c} \left[2,5 \cdot (h - d) \right] \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) = 17,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1750 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6,36 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,03619$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0005239677$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 20,08 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,18 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

6.3.3 VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA PLATEA

MATERIALI					
CLS			Acciaio teso		
$f_{ck} =$	25	N/mm ²	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5		$\gamma_s =$	1.15	
$f_{cd} =$	14.11	N/mm ²	$f_{yd} =$	391	N/mm ²
$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c}$			$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$		

PILASTRO CIRCOLARE DI BORDO:

Diametro D = 1200 mm

DATI SOLETTA:

Spessore h = 1800 mm

Copriferro netto = 40 mm

Altezza utile d = 1736 mm $\implies d = \frac{dz + dy}{2}$

Perimetro pilastro $u_0 = 3085$ mm

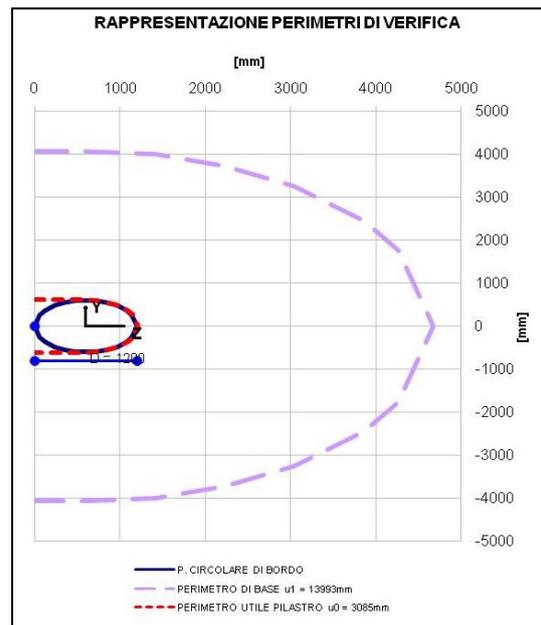
Perimetro di base $u_1 = 13993$ mm \implies Perimetro di verifica a distanza costante dal bordo del pilastro pari a 2d

ARMATURA LONGITUDINALE SOLETTA:

La larghezza in cui l'armatura longitudinale serve ai fini del punzonamento è pari alla larghezza del pilastro + 3d per lato

ARMATURA LONGITUDINALE z					
$l_z = 6408$ [mm]					
ARM. BASE		AGGIUNTIVI SU l_z			
ϕ	Passo	ϕ	n°	$A_{st,z}$	$\rho_{l,z}$
[mm]	[cm]	[mm]		[mm ²]	
24	15	20	0	19326	0.0017

ARMATURA LONGITUDINALE y					
$l_y = 11616$ [mm]					
ARM. BASE		AGGIUNTIVI SU l_y			
ϕ	Passo	ϕ	n°	$A_{st,y}$	$\rho_{l,y}$
[mm]	[cm]	[mm]		[mm ²]	
24	15	20	0	35033	0.0017



RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	36 di 79

METODO DI VERIFICA: **SEMPLIFICATO**

Il metodo semplificato che utilizza valori di β approssimati, si può utilizzare per strutture la cui stabilità trasversale non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra-pilastri, e se le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25%.

PER PILASTRO CIRCOLARE DI BORDO: $\beta = 1.40$

a) $V_{Rd,max}$ Valore massimo di progetto di Taglio-Punzonamento **EC2 - Par. 6.4.4**

Lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata la massima tensione di taglio-punzonamento non deve essere superata:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio:

$$v = 0.540 \quad \Rightarrow \quad v = 0.7 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad \text{EC2 - Par. 6.2.2}$$

$$V_{Rd,max} = 3.81 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Tensione di Taglio-Punzonamento lungo il perimetro del pilastro:

$$V_{Ed} = 0.76 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \Rightarrow \quad v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d}$$

VERIFICA: **OK**

$$V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0.201$$

b) $V_{Rd,c}$ Resistenza a punzonamento di piastre prive di armatura a taglio **EC2 - Par. 6.4.5**

N.B. In questo foglio di calcolo non è prevista la precompressione della piastra

$$f_{ck} = 24.90 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$k = 1.34 \quad \Rightarrow \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$\rho_l = 0.00 \quad \text{Perc. Geom. di armatura} \quad \Rightarrow \quad \rho_l = \sqrt{\rho_{l,z} \cdot \rho_{l,y}} \leq 0.02$$

$$C_{Rd,c} = 0.12 \quad \Rightarrow \quad C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$v_{min} = 0.27 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \Rightarrow \quad v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$V_{Rd,c} = 0.26 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$V_{Rd,c} = 0.27 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \Rightarrow \quad V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}$$

Tensione di Taglio-Punzonamento lungo il perimetro dei verifica:

$$V_{Ed} = 0.17 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \Rightarrow \quad v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d}$$

VERIFICA: **OK**

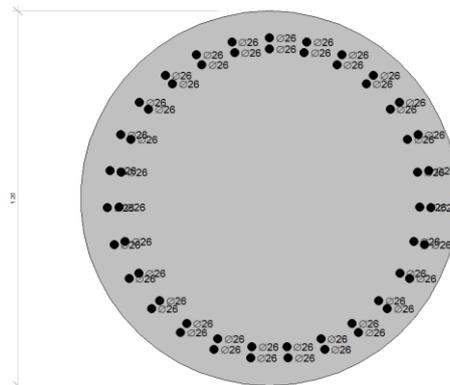
$$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 0.623$$

6.4 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

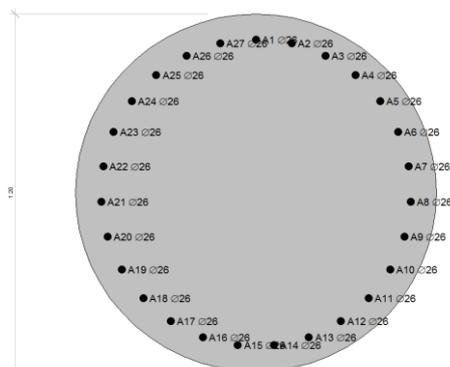
6.4.1 ARMATURA ADOTTATA PER I PALI

Diametro palo	$\phi=$	120,00	cm	
Area palo	$A_p=$	$\pi\phi^2/4=$	11304	cm ²
Armatura palo 0-3m	$A_{a1}=$	27+27 ϕ 26	286.2	cm ²
Copriferro fila esterna	$C_1=$	60+12+13=	85	mm
Copriferro fila interna	$C'_1=$	60+12+26+10+13=	121	mm
Armatura palo 3-9m	$A_{a2}=$	27 ϕ 26	143.1	cm ²
Copriferro	$C_2=$	60+12+13=	85	mm
Armatura palo 9-20m	$A_{a3}=$	18 ϕ 20	56.52	cm ²
Copriferro	$C_3=$	60+10+10=	80	mm

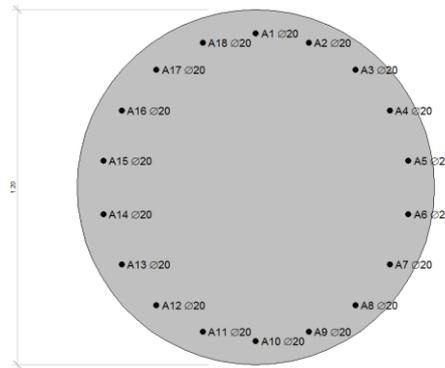
Da testa palo a -3m da testa palo



Da -3 a -9m



Da -9m a piede palo



6.4.2 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17/01/2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1).

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R2).

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3).

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione pari a 20.00m e dalle analisi risulta che il carico massimo di compressione sul palo maggiormente sollecitato risulta essere pari a 4503 kN.

CALCOLO PORTANZA PALO FONDAZIONE

Palo lunghezza 20m e diametro $d_p := 1,2 \text{ m}$

Dalla relazione geologica si possono desumere i seguenti parametri geotecnici:

-STRATIGRAFIA A: altezza strato 1 $h_1 := 22 \text{ m}$

$\gamma_t := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ peso specifico terreno

$\gamma_{s1} := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ peso specifico saturo terreno

$\phi_j := 35$ angolo attrito terreno

$c_{ui} := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $c_{ui} = 0 \text{ kPa}$ coesione non drenata

CARATTERISTICHE PALO FONDAZIONE

Il palo scelto è del tipo FRANKI con le seguenti caratteristiche:

-Lunghezza palo: $L_p := 20 \text{ m}$

-Diametro palo: $d_p := 1,2 \text{ m}$

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	39 di 79

CALCOLO PORTATA DI PROGETTO IN CONDIZIONI DRENATE

CALCOLO PORTATA DI PUNTA IN CONDIZIONI DRENATE

La portata di punta di un palo è dato dalla seguente formula:

$$R_p := N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c$$

In condizioni non drenate la resistenza alla punta è pari a:

$$R_p := N_q \cdot \sigma'_{vL}$$

Calcolo tensione litostatica σ'_{vL}

$$\sigma'_{vL} := \gamma_1 \cdot h_1 = 4,0992 \cdot 10^5 \text{ Pa}$$

$$\sigma'_{vL} = 409,918 \text{ kPa}$$

Calcolo parametro N_q secondo teoria Berenzantzev

Dal grafico che mette in relazione angolo di attrito, e valore del coefficiente di capacità portante N_q in funzione del rapporto L/D (Viggiani - pag. 377) si ottiene:

$$\frac{L_p}{d_p} = 18,33 \quad \text{quindi si assume } N_q := 45$$

$$\phi := \frac{(\Phi_1 + 40)}{2} \quad \Phi = 37,5$$

Considerando l'angolo di attrito pari a $\Phi = 37,5$ il parametro B_k assume il valore di

In condizioni drenate la resistenza alla punta risulta pari a:

$$R_p := 3,14 \cdot \left(\frac{d_p}{2}\right)^2 \cdot N_q \cdot \sigma'_{vL} \quad R_p = 20851,7073 \text{ kN}$$

Applicando i seguenti coefficienti correttivi di cui al paragrafo 6.4.3.1.1 NTC2018:

- $\xi_3 := 1,60$ n°3 indagini effettuate

- $\gamma_b := 1,35$ coefficiente parziale per resistenza alla base pali trivellati

si ottiene: $R_{pb} := \frac{R_p}{\xi_3 \cdot \gamma_b} \quad R_{pb} = 9653,57 \text{ kN}$

Tale portata risulta maggiore della sollecitazione massima verticale pari a 4503kN.

6.4.3 CALCOLO MOMENTO RESISTENTE PALO

Il momento resistente del palo di fondazione di lunghezza 20m e diametro D1.2m è il seguente:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Momento ultimo testa palo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Momento ultimo testa palo

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N* barre uguali: 54
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N* barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 [] 0 [] kN
 M_{xEd}: 0 [] 0 [] kNm
 M_{yEd}: 0 [] 0 [] kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 [] yN: 0 []

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 4.420 [] kN m

Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 14.17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 [?]
 E_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 6.496 ‰
 d: 110 cm
 x: 38.52 x/d: 0.3502
 δ: 0.8777

Metodo di calcolo

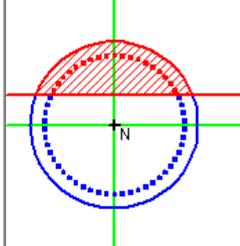
S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviate

Vertici: 52 N* rett: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 [] cm Col. modello

Precompresso



6.4.4 VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI

CALCOLO PORTANZA LATERALE PALO FONDAZIONE

DATI PALO

-LUNGHEZZA PALO: $L := 20 \text{ m}$

-DIAMETRO PALO: $d := 1,2 \text{ m}$

La forza orizzontale ultima vale:

$$\frac{H_u}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

in cui:

- $k_p := 1,2$ coefficiente di spinta passiva k per sabbie e ghiaie
- $\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ peso specifico terreno
- $M_y := 4420 \text{ kN m}$ momento resistente sezione palo in cls

Sviluppando la formula, la forza orizzontale ultima vale:

$$H_u := k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2} \quad \text{pag415 Viggiani}$$

$$H_u = 1933,0238 \text{ kN}$$

Applicando i seguenti coefficienti indicati al paragrafo 6.4.3.1.2:

- $\gamma_t := 1,3$ coefficiente parziale R_3
- $\xi_3 := 1,50$ fattore di correlazione per n°5 indagini effettuate

$$H_{u1} := \frac{H_u}{\gamma_t \cdot \xi_3}$$

$$H_{u1} = 991,29 \text{ kN}$$

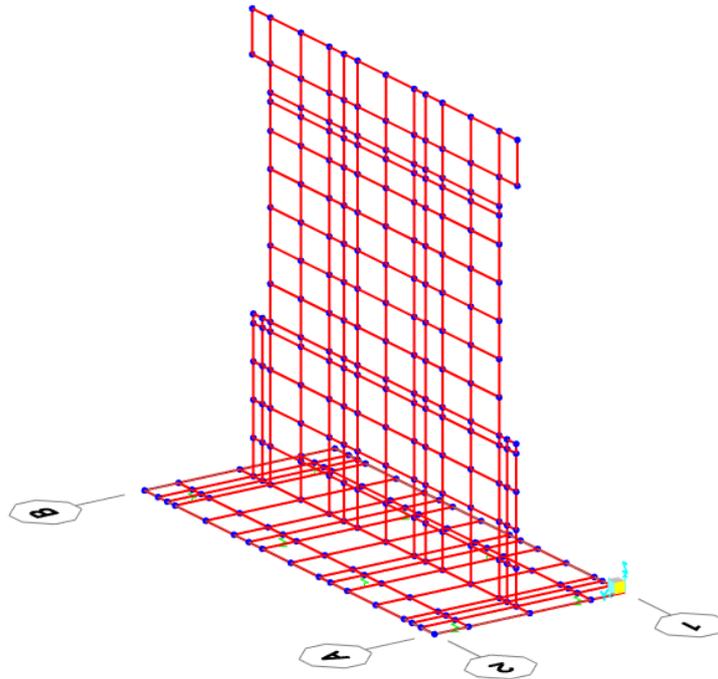
Tale valore risulta maggiore del valore delle azioni orizzontali derivanti dalle combinazioni agli SLU pari a T=643kN.

7 CALCOLO DELLA STRUTTURA PILA 2

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della pila (fusto e fondazioni) si è fatto ricorso al programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI.

7.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto, il fusto e la platea sono stati schematizzati come elementi shell di spessore corrispondente a quelli reali.



I pali sono schematizzati mediante link, con una rigidezza k sotto riportata, relativa ad ogni singolo palo.

$$E_c := 31476000 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Calcestruzzo C 25 / 30}$$

$$\phi_{PALO} := 1,2 \text{ m}$$

$$L := 20 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

$$A_{PALO} := \frac{\pi \cdot \phi_{PALO}^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$K := \frac{E_c \cdot A_{PALO}}{L} = 1779925,867 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A

7.2 AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

7.2.1 AZIONI RELATIVE ALL'IMPALCATO

Dal modello dell'impalcato sono state ricavate le reazioni negli appoggi e tali azioni trasmesse dall'impalcato sono state inserite nel modello della pila.

7.2.2 AZIONI RELATIVE ALLA PILA

7.2.2.1 Carichi permanenti relativi all'elevazione

I carichi strutturali relativi la pila vengono determinati automaticamente dal programma assumendo il peso specifico del materiale (c.c.a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$).

7.2.2.2 Azione del vento

Come per l'impalcato, l'azione del vento sulla pila è stata valutata in due direzioni principali: perpendicolare alla direzione dell'impalcato, perpendicolare alla direzione della pila.

Il valore assunto è pari a:

vento: $q_v = 2.50 \text{ kN/mq}$

7.2.2.3 Azioni relative alla platea di fondazione

I carichi strutturali relativi la fondazione vengono determinati automaticamente dal programma assumendo il peso specifico del materiale (c.c.a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$).

7.2.2.4 Azioni eccezionali – Urti

Urto di un veicolo contro le strutture.

Per il ponte in oggetto si deve fare riferimento al paragrafo § 3.6.3.4 (Urti da traffico ferroviario) del DM 2018.

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza. In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza degli elementi esposti dall'asse del binario; essendo $d_{\min} = 7.3\text{m}$ ($5\text{m} < d < 15\text{m}$), si dovrà assumere:

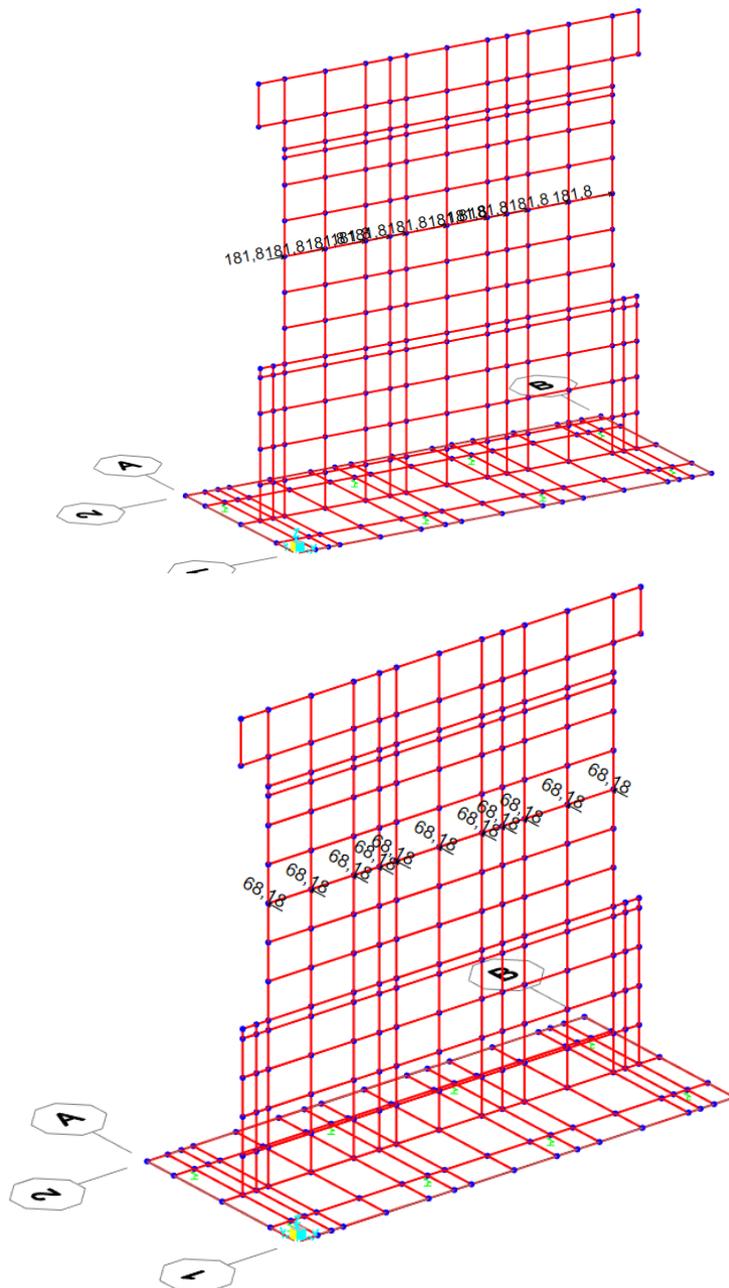
- 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Le forze sono state applicate in corrispondenza dei nodi come indicato nelle figure sottostanti.

In particolare considerando 11 nodi le forze per ogni nodo sono le seguenti:

- secondo la direzione parallela $2000/11=181.8$ kN
- secondo la direzione perpendicolare $750/11=68.18$ kN



7.2.3 PALIFICATE DI FONDAZIONE

La palificata presenta la seguente geometria:

diametro pali = 120 cm

numero totale pali = 8

interasse longitudinale = 3.6m

interasse trasversale = 3.6m

I pali sono schematizzati mediante link, con una rigidezza k sotto riportata, relativa ad ogni singolo palo:

$$E_c := 31476000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Calcestruzzo C 25 / 30}$$

$$\phi_{PALO} := 1,2 \text{ m}$$

$$L := 20 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

$$A_{PALO} := \frac{\pi \cdot \phi_{PALO}^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$K := \frac{E_c \cdot A_{PALO}}{L} = 1779925,867 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

8 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PILA 2

Le combinazioni di carico considerate sono quelle di stato limite di esercizio e di stato limite ultimo.

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (condizioni di esercizio, combinazione "rara"): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione "frequente" e "quasi permanente"): come indicato nel D.M.17.01.2018 si verifica l'ampiezza di apertura delle fessure con le limitazioni imposte dalle Istruzioni 44A della normativa ferroviaria.

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (condizione "Eccezionale"): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

8.1 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO INFERIORE

8.1.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Si riporta di seguito il diagramma dei momenti ricavato dal modello.

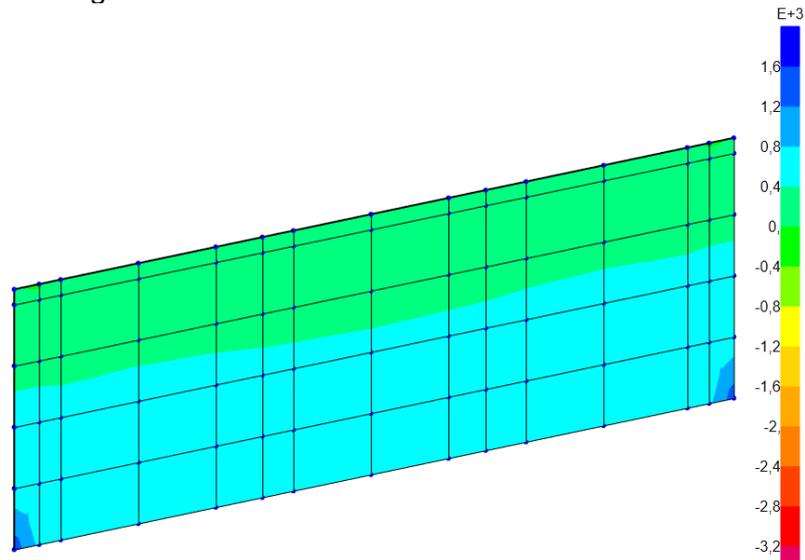
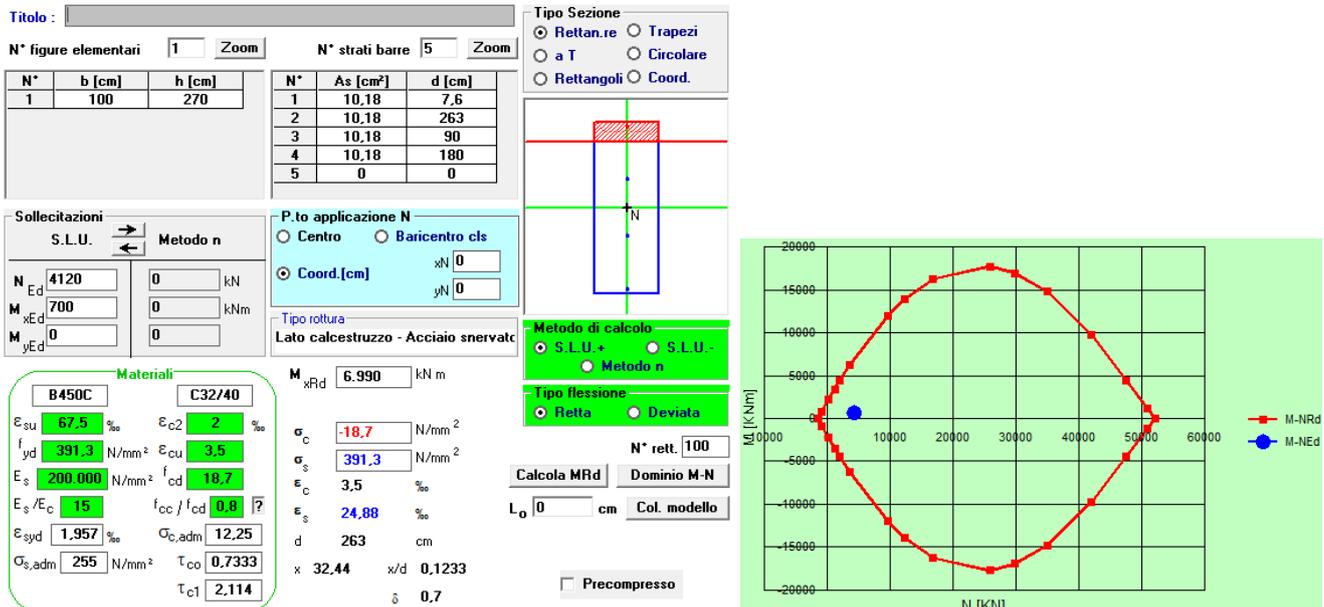


Diagramma momenti M22

8.1.2 VERIFICHE FUSTO INFERIORE

8.1.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione



8.1.2.2 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 33642 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 270 \text{ cm} \quad c := 5 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 265 \text{ cm}$$

$$\Phi := 18 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 44 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right] \right) = 12,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1250 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,0104$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0000904812$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 27,31 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,04 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

8.2 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO SUPERIORE

8.2.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Si riporta di seguito il diagramma dei momenti ricavato dal modello.

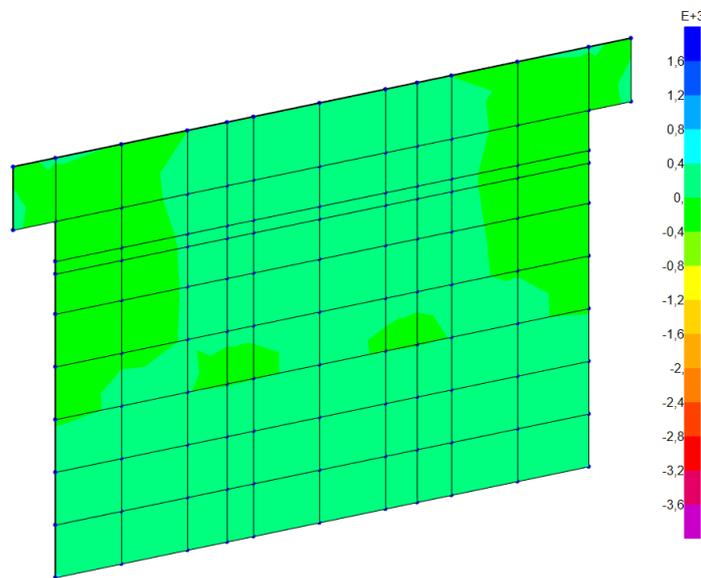
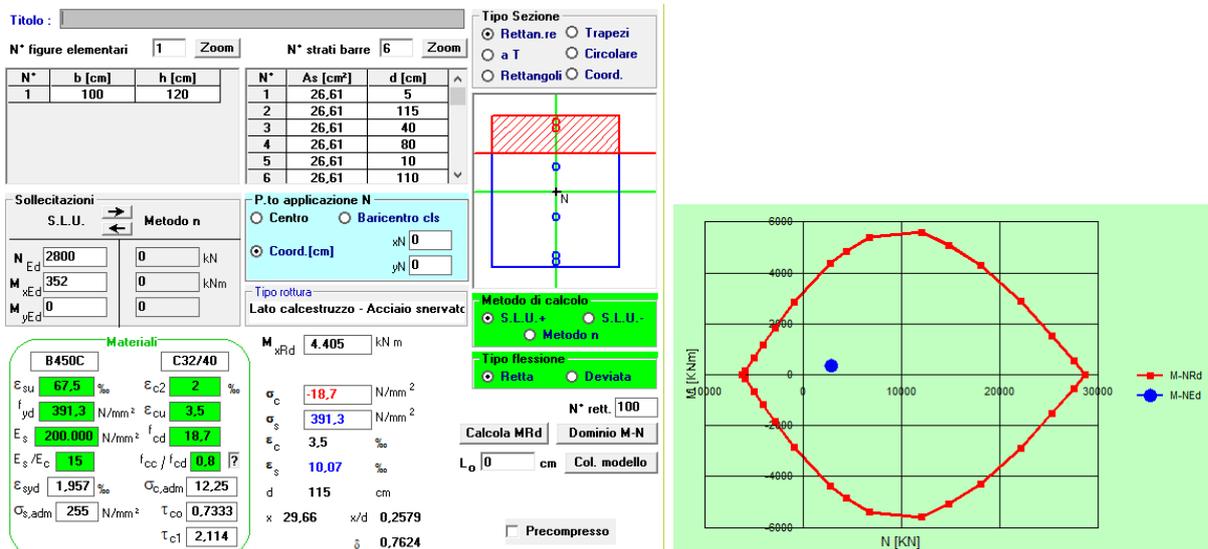


Diagramma momenti M22

8.2.2 VERIFICHE FUSTO SUPERIORE

8.2.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione



8.2.2.2 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 33642 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 270 \text{ cm} \quad c := 5 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 265 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 38 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left(\begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) = 12,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1250 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,0104$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0000904812$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 31,15 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,05 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

8.3 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE

8.3.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Vengono riportati i diagrammi dei momenti relative alla platea:

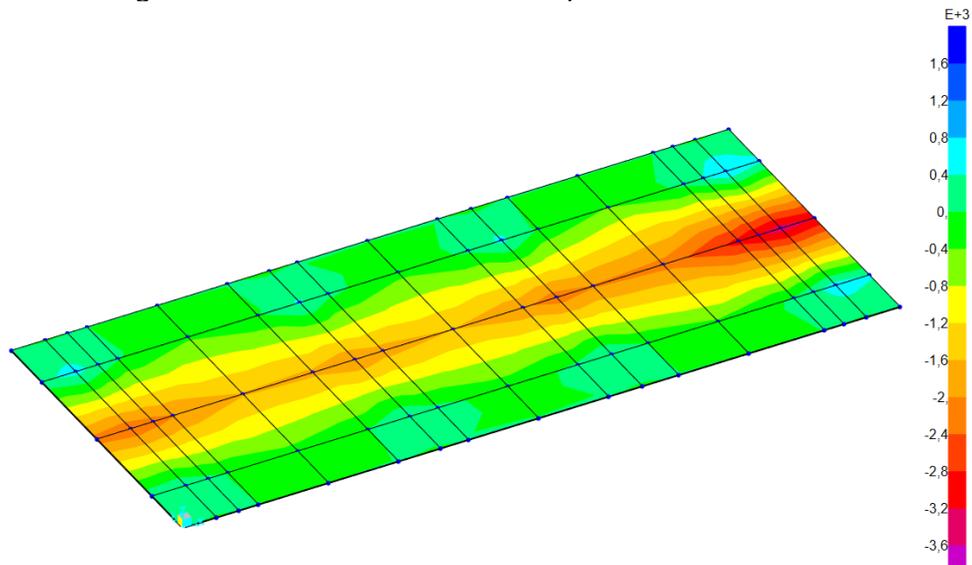


Diagramma momento M22

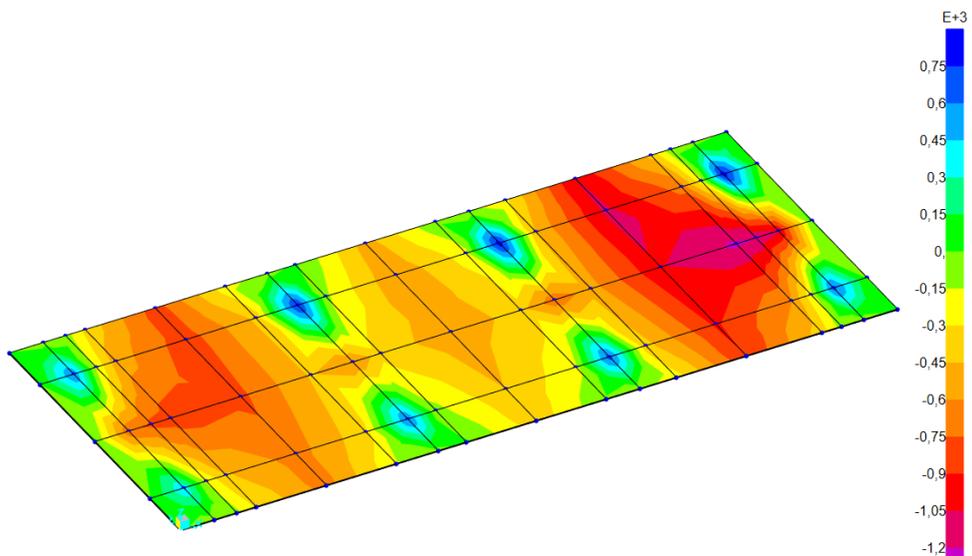
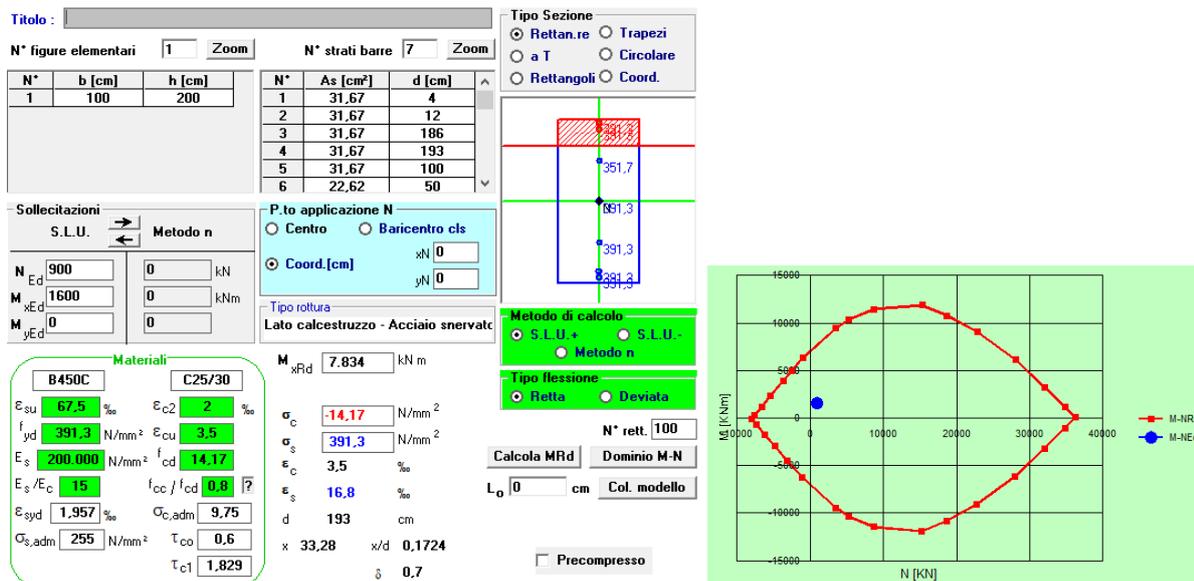


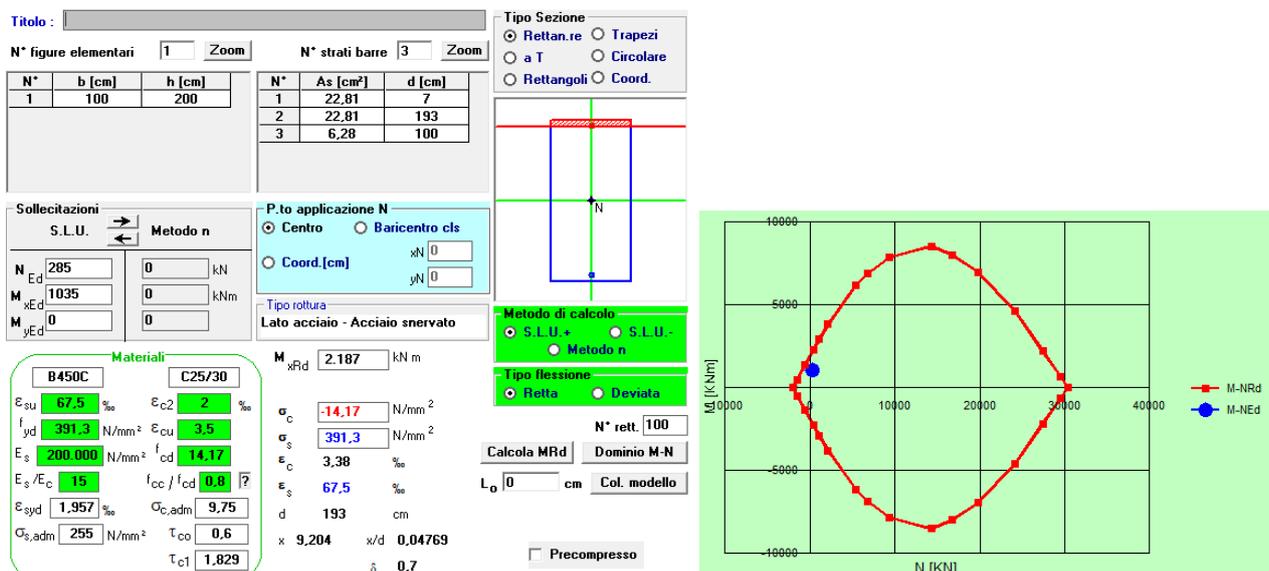
Diagramma momento M11

8.3.2 VERIFICHE PLATEA

8.3.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione parallelo al senso di marcia



8.3.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione perpendicolare al senso di marcia



8.3.2.3 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C25/30

$$f_{ctm} := 2,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 31447 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 200 \text{ cm} \quad c := 7 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 193 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 58 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left(\begin{array}{c} \left[2,5 \cdot (h - d) \right] \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) = 17,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1750 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6,36 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,01314$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0002718081$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 30,74 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,14 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

8.3.3 VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA PLATEA

MATERIALI					
CLS			Acciaio teso		
$f_{ck} =$	25	N/mm ²	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5		$\gamma_s =$	1.15	
$f_{cd} =$	14.11	N/mm ²	$f_{yd} =$	391	N/mm ²
$f_{ctd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c}$			$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$		

PILASTRO CIRCOLARE DI BORDO:

Diametro D = 1200 mm

DATI SOLETTA:

Spessore h = 1800 mm

Copriferro netto = 40 mm

Altezza utile d = 1736 mm $\implies d = \frac{dz + dy}{2}$

Perimetro pilastro $u_0 = 3085$ mm

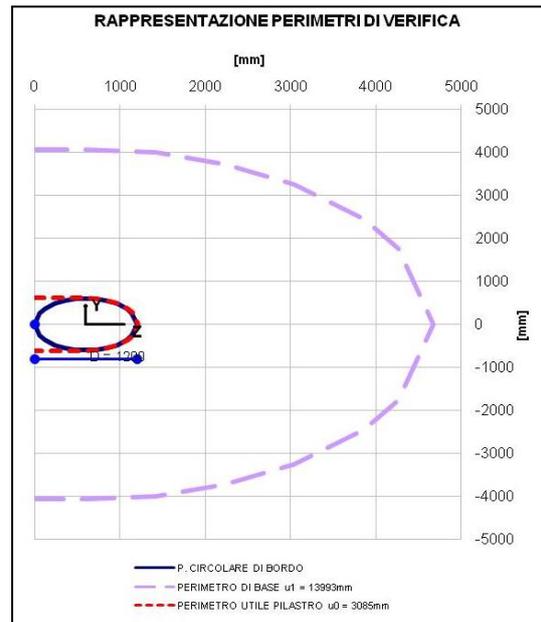
Perimetro di base $u_1 = 13993$ mm \implies Perimetro di verifica a distanza costante dal bordo del pilastro pari a 2d

ARMATURA LONGITUDINALE SOLETTA:

La larghezza in cui l'armatura longitudinale serve ai fini del punzonamento è pari alla larghezza del pilastro + 3d per lato

ARMATURA LONGITUDINALE z					
$l_z =$		6408 [mm]			
ARM. BASE		AGGIUNTIVI SU l_z			
ϕ	Passo	ϕ	n^*	$A_{st,z}$	$\rho_{l,z}$
[mm]	[cm]	[mm]		[mm ²]	
24	15	20	0	19326	0.0017

ARMATURA LONGITUDINALE y					
$l_y =$		11616 [mm]			
ARM. BASE		AGGIUNTIVI SU l_y			
ϕ	Passo	ϕ	n^*	$A_{st,y}$	$\rho_{l,y}$
[mm]	[cm]	[mm]		[mm ²]	
24	15	20	0	35033	0.0017



RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	55 di 79

METODO DI VERIFICA:

SEMPLIFICATO

Il metodo semplificato che utilizza valori di β approssimati, si può utilizzare per strutture la cui stabilità trasversale non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra-pilastri, e se le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25%.

PER PILASTRO CIRCOLARE DI BORDO:

$$\beta = 1.40$$

a) $V_{Rd,max}$ Valore massimo di progetto di Taglio-Punzonamento

EC2 - Par. 6.4.4

Lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata la massima tensione di taglio-punzonamento non deve essere superata:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio:

$$v = 0.540$$

==>

$$v = 0.7 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

EC2 - Par. 6.2.2

$$V_{Rd,max} = 3.81 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Tensione di Taglio-Punzonamento lungo il perimetro del pilastro:

$$V_{Ed} = 0.76 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\Rightarrow v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d}$$

VERIFICA: OK

$$V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0.201$$

b) $V_{Rd,c}$ Resistenza a punzonamento di piastre prive di armatura a taglio

EC2 - Par. 6.4.5

N.B. In questo foglio di calcolo non è prevista la precompressione della piastra

$$f_{ck} = 24.90 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$k = 1.34$$

$$\Rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$\rho_l = 0.00$$

Perc. Geom. di armatura

$$\Rightarrow \rho_l = \sqrt{\rho_{l,z} \cdot \rho_{l,y}} \leq 0.02$$

$$C_{Rd,c} = 0.12$$

$$\Rightarrow C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$v_{min} = 0.27 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$V_{Rd,c} = 0.26 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\Rightarrow v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$V_{Rd,c} = 0.27 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\Rightarrow V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}$$

Tensione di Taglio-Punzonamento lungo il perimetro dei verifica:

$$V_{Ed} = 0.17 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\Rightarrow v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d}$$

VERIFICA: OK

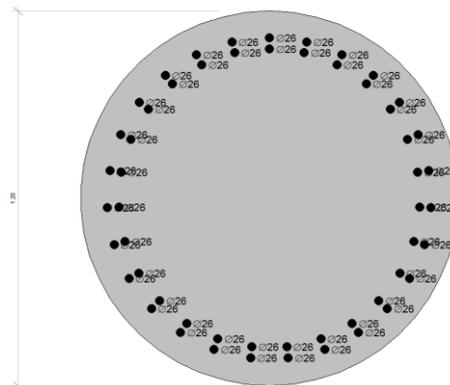
$$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 0.623$$

8.4 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

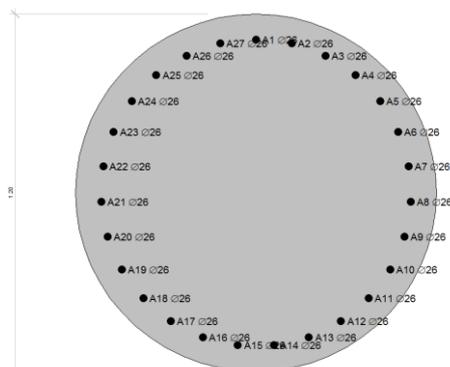
8.4.1 ARMATURA ADOTTATA PER I PALI

Diametro palo	$\phi =$	120,00	cm	
Area palo	$A_p =$	$\pi \phi^2 / 4 =$	11304	cm ²
Armatura palo 0-3m	$A_{a1} =$	27+27 ϕ 26	286.2	cm ²
Copriferro fila esterna	$C_1 =$	60+12+13=	85	mm
Copriferro fila interna	$C'_1 =$	60+12+26+10+13=	121	mm
Armatura palo 3-9m	$A_{a2} =$	27 ϕ 26	143.1	cm ²
Copriferro	$C_2 =$	60+12+13=	85	mm
Armatura palo 9-20m	$A_{a3} =$	18 ϕ 20	56.52	cm ²
Copriferro	$C_3 =$	60+10+10=	80	mm

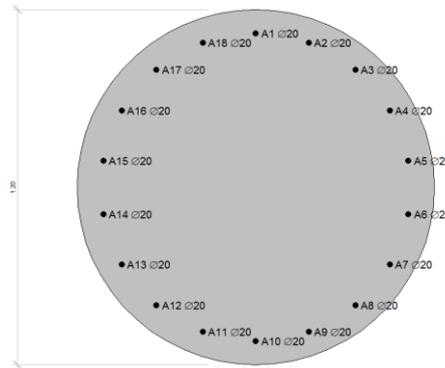
Da testa palo a -3m da testa palo



Da -3 a -9m



Da -9m a piede palo



8.4.2 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17/01/2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1).

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R2).

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3).

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione pari a 20.00m e dalle analisi risulta che il carico massimo di compressione sul palo maggiormente sollecitato risulta essere pari a 5547 kN.

CALCOLO PORTANZA PALO FONDAZIONE

Palo lunghezza 20m e diametro $d_p := 1,2 \text{ m}$

Dalla relazione geologica si possono desumere i seguenti parametri geotecnici:

-STRATIGRAFIA A: altezza strato 1 $h_1 := 22 \text{ m}$

$\gamma_t := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ peso specifico terreno

$\gamma_{s1} := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ peso specifico saturo terreno

$\phi_1 := 35$ angolo attrito terreno

$c_{u1} := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $c_{u1} = 0 \text{ kPa}$ coesione non drenata

CARATTERISTICHE PALO FONDAZIONE

Il palo scelto è del tipo FRANKI con le seguenti caratteristiche:

-Lunghezza palo: $L_p := 20 \text{ m}$

-Diametro palo: $d_p := 1,2 \text{ m}$

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	58 di 79

CALCOLO PORTATA DI PROGETTO IN CONDIZIONI DRENATE

CALCOLO PORTATA DI PUNTA IN CONDIZIONI DRENATE

La portata di punta di un palo è dato dalla seguente formula:

$$R_p := N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c$$

In condizioni non drenate la resistenza alla punta è pari a:

$$R_p := N_q \cdot \sigma'_{vL}$$

Calcolo tensione litostatica σ'_{vL}

$$\sigma'_{vL} := \gamma_1 \cdot h_1 = 4,0992 \cdot 10^5 \text{ Pa}$$

$$\sigma'_{vL} = 409,918 \text{ kPa}$$

Calcolo parametro N_q secondo teoria Berenzantzev

Dal grafico che mette in relazione angolo di attrito, e valore del coefficiente di capacità portante N_q in funzione del rapporto L/D (Viggiani - pag. 377) si ottiene:

$$\frac{L_p}{d_p} = 18,33 \quad \text{quindi si assume } N_q := 45$$

$$\phi := \frac{(\Phi_1 + 40)}{2} \quad \Phi = 37,5$$

Considerando l'angolo di attrito pari a $\Phi = 37,5$ il parametro B_k assume il valore di

In condizioni drenate la resistenza alla punta risulta pari a:

$$R_p := 3,14 \cdot \left(\frac{d_p}{2}\right)^2 \cdot N_q \cdot \sigma'_{vL} \quad R_p = 20851,7073 \text{ kN}$$

Applicando i seguenti coefficienti correttivi di cui al paragrafo 6.4.3.1.1 NTC2018:

- $\xi_3 := 1,60$ n°3 indagini effettuate

- $\gamma_b := 1,35$ coefficiente parziale per resistenza alla base pali trivellati

si ottiene: $R_{pb} := \frac{R_p}{\xi_3 \cdot \gamma_b} \quad R_{pb} = 9653,57 \text{ kN}$

Tale portata risulta maggiore della sollecitazione massima verticale pari a 5547kN.

8.4.3 CALCOLO MOMENTO RESISTENTE PALO

Il momento resistente del palo di fondazione di lunghezza 20m e diametro D1.2m è il seguente:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Momento ultimo testa palo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Momento ultimo testa palo**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 54
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 4.420 kN m

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

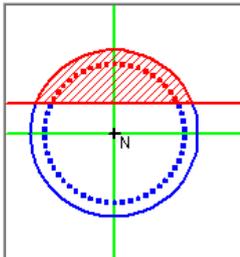
σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 6.496 ‰
d: 110 cm
x: 38.52 x/d: 0.3502
 δ : 0.8777

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

Vertici: 52 N° rett: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso



8.4.4 VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI

CALCOLO PORTANZA LATERALE PALO FONDAZIONE

DATI PALO

-LUNGHEZZA PALO: $L := 20 \text{ m}$

-DIAMETRO PALO: $d := 1,2 \text{ m}$

La forza orizzontale ultima vale:

$$\frac{H_u}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

in cui:

- $k_p := 1,2$ coefficiente di spinta passiva k per sabbie e ghiaie
- $\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ peso specifico terreno
- $M_y := 4420 \text{ kN m}$ momento resistente sezione palo in cls

Sviluppando la formula, la forza orizzontale ultima vale:

$$H_u := k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2} \quad \text{pag415 Viggiani}$$

$$H_u = 1933,0238 \text{ kN}$$

Applicando i seguenti coefficienti indicati al paragrafo 6.4.3.1.2:

- $\gamma_t := 1,3$ coefficiente parziale R_3
- $\xi_3 := 1,50$ fattore di correlazione per n°5 indagini effettuate

$$H_{u1} := \frac{H_u}{\gamma_t \cdot \xi_3}$$

$$H_{u1} = 991,29 \text{ kN}$$

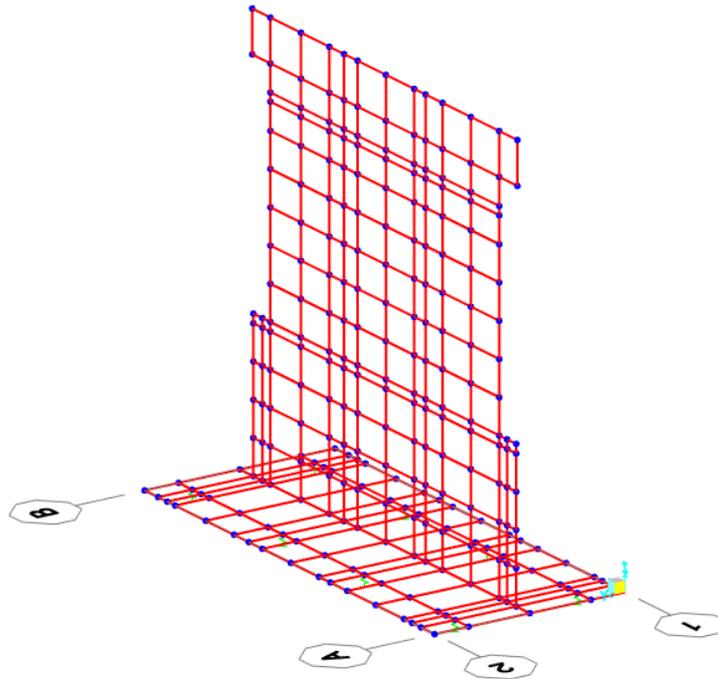
Tale valore risulta maggiore del valore delle azioni orizzontali derivanti dalle combinazioni agli SLU pari a T=812kN.

9 CALCOLO DELLA STRUTTURA PILA 3

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della pila (fusto e fondazioni) si è fatto ricorso al programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI.

9.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto, il fusto e la platea sono stati schematizzati come elementi shell di spessore corrispondente a quelli reali.



I pali sono schematizzati mediante link, con una rigidezza k sotto riportata, relativa ad ogni singolo palo.

$$E_c := 31476000 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Calcestruzzo C 25 / 30}$$

$$\phi_{PALO} := 1,2 \text{ m}$$

$$L := 20 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

$$A_{PALO} := \frac{\pi \cdot \phi_{PALO}^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$K := \frac{E_c \cdot A_{PALO}}{L} = 1779925,867 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A

9.2 AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

9.2.1 AZIONI RELATIVE ALL'IMPALCATO

Dal modello dell'impalcato sono state ricavate le reazioni negli appoggi e tali azioni trasmesse dall'impalcato sono state inserite nel modello della pila.

9.2.2 AZIONI RELATIVE ALLA PILA

9.2.2.1 Carichi permanenti relativi all'elevazione

I carichi strutturali relativi la pila vengono determinati automaticamente dal programma assumendo il peso specifico del materiale (c.c.a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$).

9.2.2.2 Azione del vento

Come per l'impalcato, l'azione del vento sulla pila è stata valutata in due direzioni principali: perpendicolare alla direzione dell'impalcato, perpendicolare alla direzione della pila.

Il valore assunto è pari a:

vento: $q_v = 2.50 \text{ kN/mq}$

9.2.2.3 Azioni relative alla platea di fondazione

I carichi strutturali relativi la fondazione vengono determinati automaticamente dal programma assumendo il peso specifico del materiale (c.c.a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$).

9.2.2.4 Azioni eccezionali – Urti

Urto di un veicolo contro le strutture.

Per il ponte in oggetto si deve fare riferimento al paragrafo § 3.6.3.4 (Urti da traffico ferroviario) del DM 2018.

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza. In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza degli elementi esposti dall'asse del binario; essendo $d_{\min} = 5.6\text{m}$ ($5\text{m} < d < 15\text{m}$), si dovrà assumere:

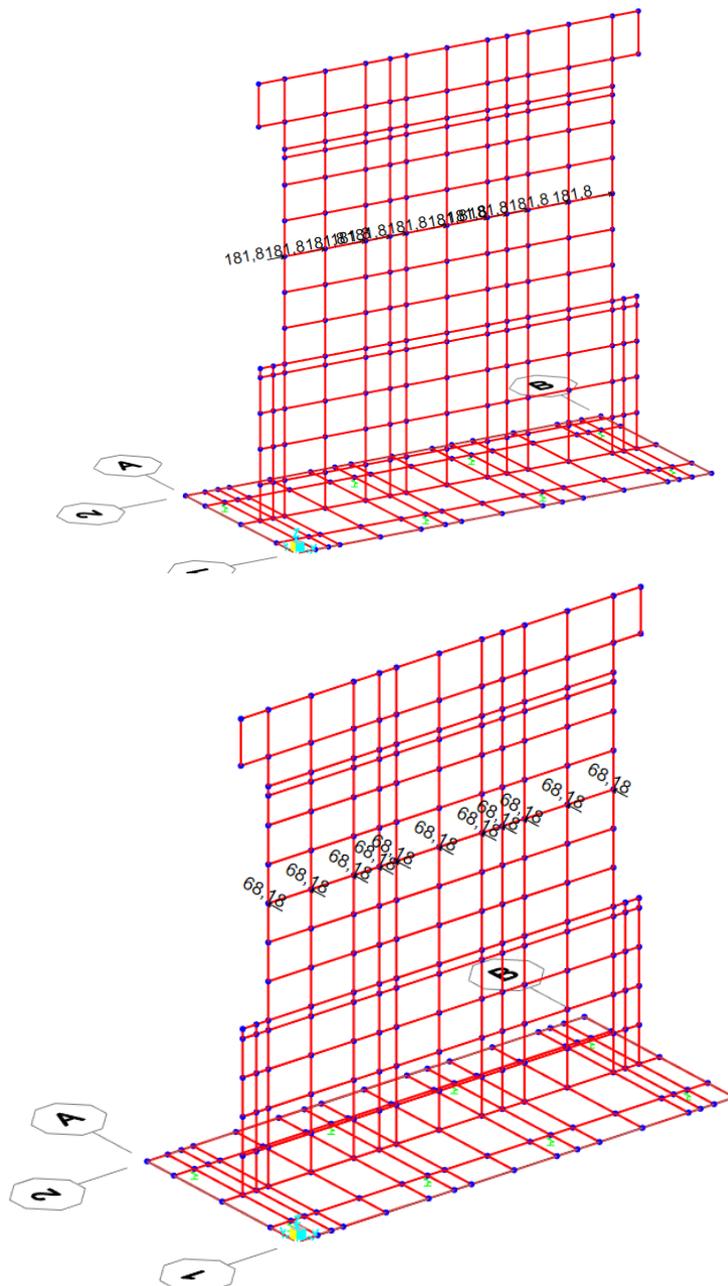
- 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Le forze sono state applicate in corrispondenza dei nodi come indicato nelle figure sottostanti.

In particolare considerando 11 nodi le forze per ogni nodo sono le seguenti:

- secondo la direzione parallela $2000/11=181.8$ kN
- secondo la direzione perpendicolare $750/11=68.18$ kN



9.2.3 PALIFICATA DI FONDAZIONE

La palificata presenta la seguente geometria:

diametro pali = 120 cm

numero totale pali = 8

interasse longitudinale = 3.6m

interasse trasversale = 3.6m

I pali sono schematizzati mediante link, con una rigidezza k sotto riportata, relativa ad ogni singolo palo:

$$E_c := 31476000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Calcestruzzo C 25 / 30}$$

$$\phi_{PALO} := 1,2 \text{ m}$$

$$L := 20 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

$$A_{PALO} := \frac{\pi \cdot \phi_{PALO}^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$K := \frac{E_c \cdot A_{PALO}}{L} = 1779925,867 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A

10 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PILA 3

Le combinazioni di carico considerate sono quelle di stato limite di esercizio e di stato limite ultimo.

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (condizioni di esercizio, combinazione "rara"): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione "frequente" e "quasi permanente"): come indicato nel D.M.17.01.2018 si verifica l'ampiezza di apertura delle fessure con le limitazioni imposte dalle Istruzioni 44A della normativa ferroviaria.

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (condizione "Eccezionale"): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

10.1 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO INFERIORE

10.1.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Si riporta di seguito il diagramma dei momenti ricavato dal modello.

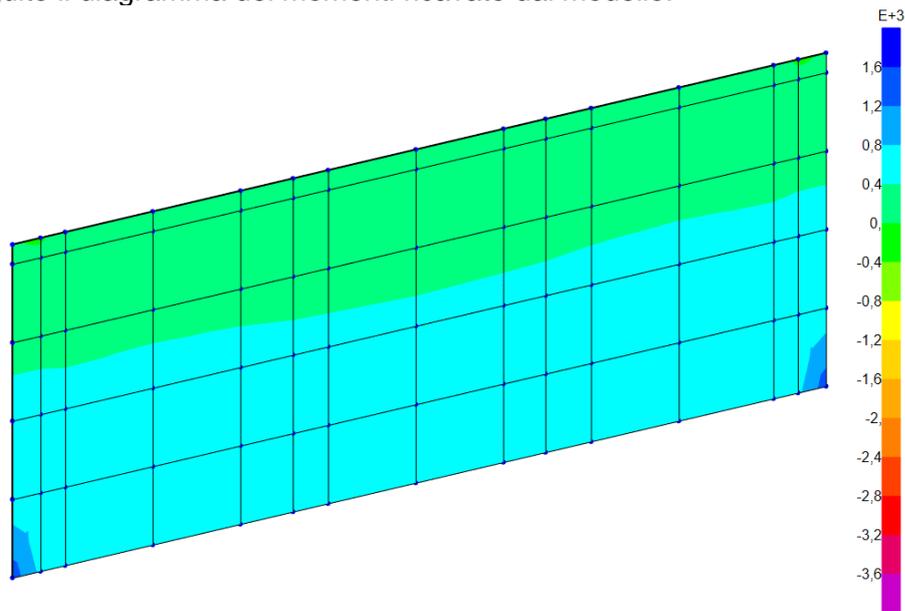
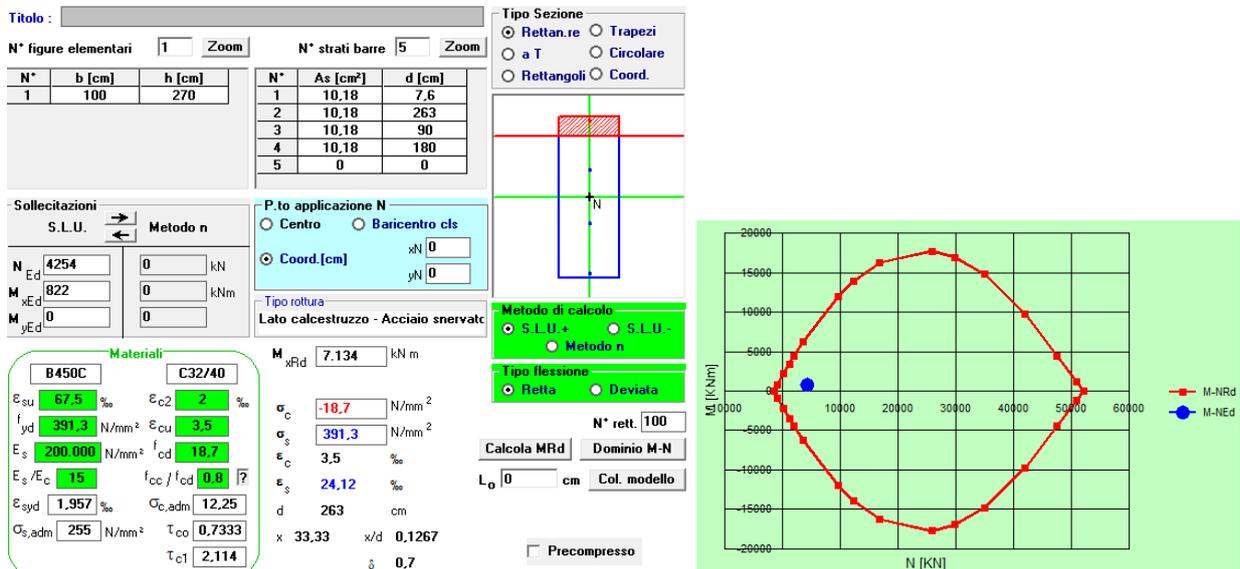


Diagramma momenti M22

10.1.2 VERIFICHE FUSTO INFERIORE

10.1.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione



10.1.2.2 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 33642 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 270 \text{ cm} \quad c := 5 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 265 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 46 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left(\begin{array}{c} \left[2,5 \cdot (h - d) \right] \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) = 12,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1250 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,0104$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0000904812$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 31,15 \text{ cm}$$

$$\bar{W}_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,05 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

10.2 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO SUPERIORE

10.2.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Si riporta di seguito il diagramma dei momenti ricavato dal modello.

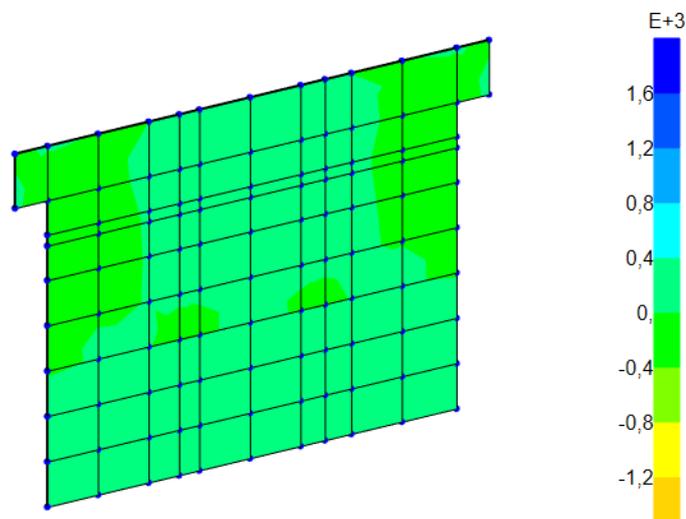
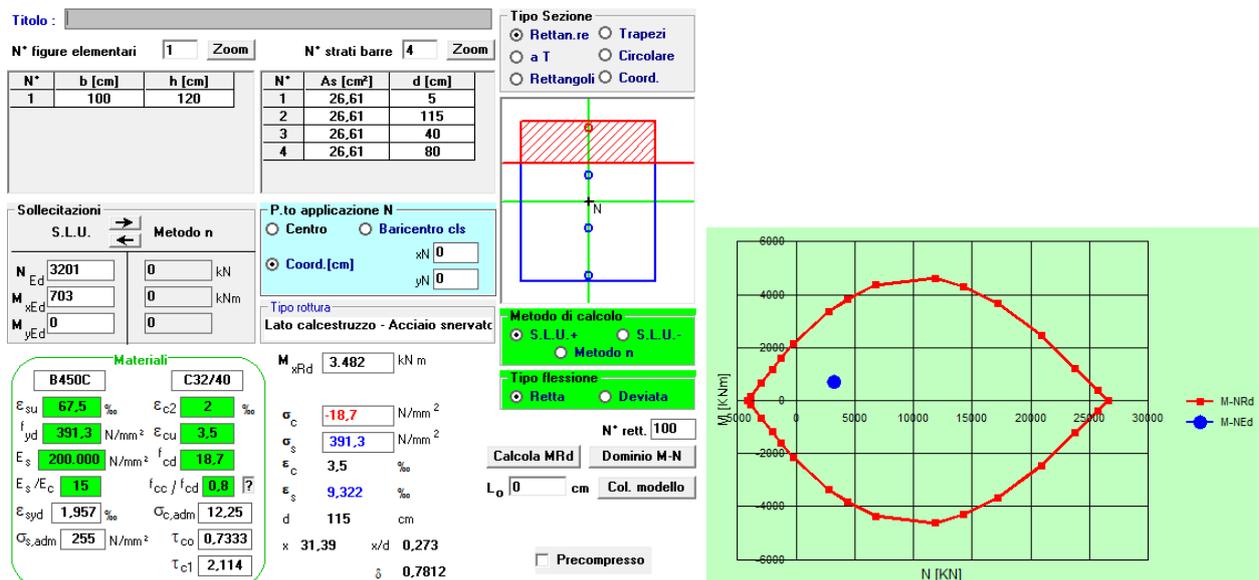


Diagramma momenti M22

10.2.2 VERIFICHE FUSTO SUPERIORE

10.2.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione



10.2.2.2 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 33642 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 120 \text{ cm} \quad c := 5 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 115 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 49 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right] \right) = 12,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1250 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,0208$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0004375966$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 20,58 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,15 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

10.3 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE

10.3.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Vengono riportati i diagrammi dei momenti relative alla platea:

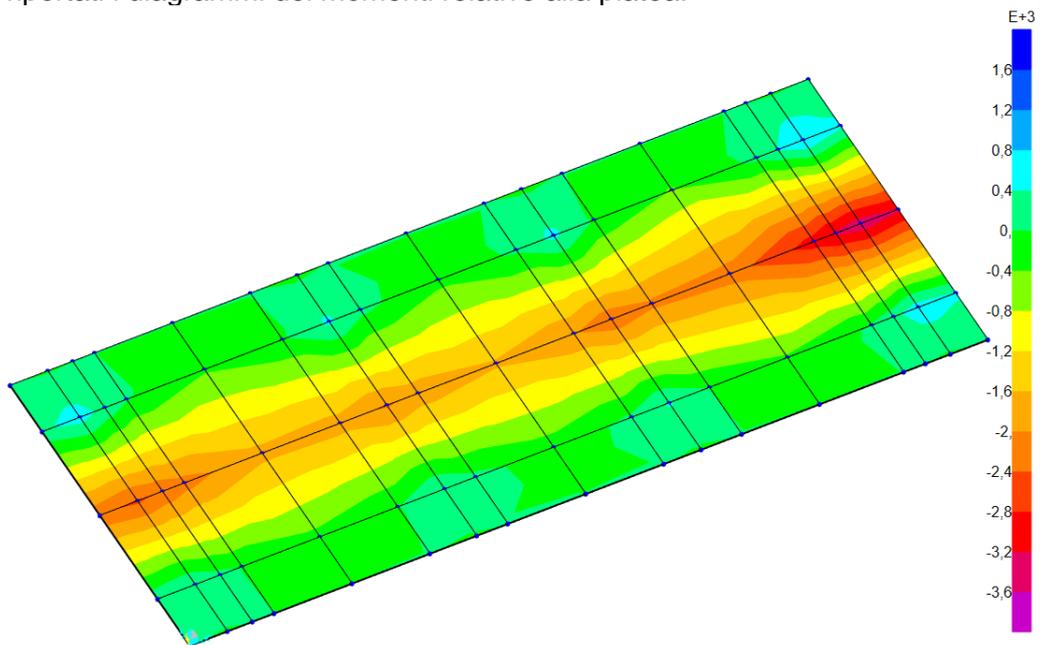


Diagramma momento M22

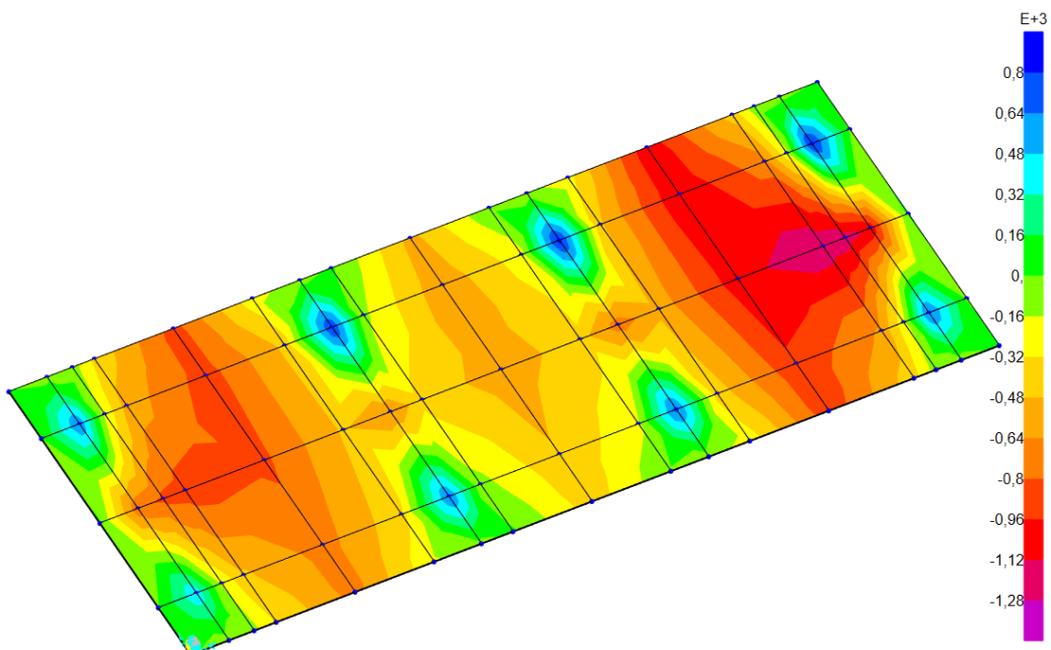


Diagramma momento M11

10.3.2.3 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C25/30

$$f_{ctm} := 2,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 31447 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 200 \text{ cm} \quad c := 7 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 193 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 37 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left(\left[\begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right] \right) = 17,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1750 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6,36 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,01314$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0001968081$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 30,74 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,1 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

10.3.3 VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA PLATEA

MATERIALI					
CLS			Acciaio teso		
$f_{ck} =$	25	N/mm ²	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5		$\gamma_s =$	1.15	
$f_{cd} =$	14.11	N/mm ²	$f_{yd} =$	391	N/mm ²
$f_{ctd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c}$			$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$		

PILASTRO CIRCOLARE DI BORDO:

Diametro D = 1200 mm

DATI SOLETTA:

Spessore h = 1800 mm

Copriferro netto = 40 mm

Altezza utile d = 1736 mm $\implies d = \frac{dz + dy}{2}$

Perimetro pilastro $u_0 = 3085$ mm

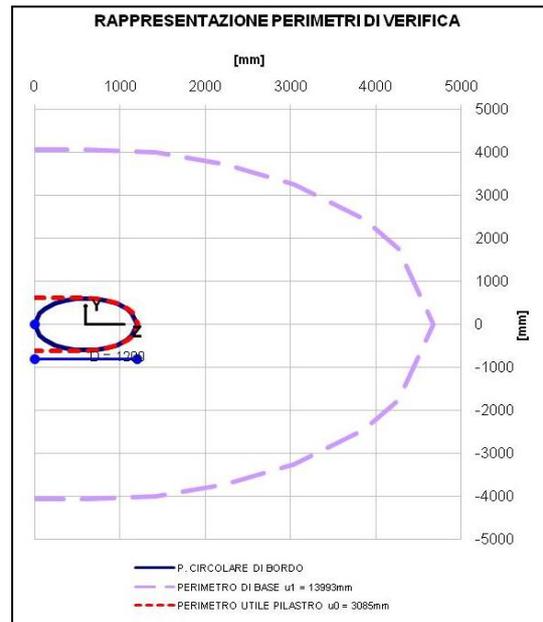
Perimetro di base $u_1 = 13993$ mm \implies Perimetro di verifica a distanza costante dal bordo del pilastro pari a 2d

ARMATURA LONGITUDINALE SOLETTA:

La larghezza in cui l'armatura longitudinale serve ai fini del punzonamento è pari alla larghezza del pilastro + 3d per lato

ARMATURA LONGITUDINALE z					
$l_z =$		6408 [mm]			
ARM. BASE		AGGIUNTIVI SU l_z			
ϕ	Passo	ϕ	n°	$A_{st,z}$	$\rho_{l,z}$
[mm]	[cm]	[mm]		[mm ²]	
24	15	20	0	19326	0.0017

ARMATURA LONGITUDINALE y					
$l_y =$		11616 [mm]			
ARM. BASE		AGGIUNTIVI SU l_y			
ϕ	Passo	ϕ	n°	$A_{st,y}$	$\rho_{l,y}$
[mm]	[cm]	[mm]		[mm ²]	
24	15	20	0	35033	0.0017



RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	74 di 79

METODO DI VERIFICA: **SEMPLIFICATO**

Il metodo semplificato che utilizza valori di β approssimati, si può utilizzare per strutture la cui stabilità trasversale non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra-pilastri, e se le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25%.

PER PILASTRO CIRCOLARE DI BORDO: $\beta = 1.40$

a) $V_{Rd,max}$ Valore massimo di progetto di Taglio-Punzonamento **EC2 - Par. 6.4.4**

Lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata la massima tensione di taglio-punzonamento non deve essere superata:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio:

$$v = 0.540 \quad \Rightarrow \quad v = 0.7 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad \text{EC2 - Par. 6.2.2}$$

$$V_{Rd,max} = 3.81 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Tensione di Taglio-Punzonamento lungo il perimetro del pilastro:

$$V_{Ed} = 0.76 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \Rightarrow \quad v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d}$$

VERIFICA: **OK**

$$V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0.201$$

b) $V_{Rd,c}$ Resistenza a punzonamento di piastre prive di armatura a taglio **EC2 - Par. 6.4.5**

N.B. In questo foglio di calcolo non è prevista la precompressione della piastra

$$f_{ck} = 24.90 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$k = 1.34 \quad \Rightarrow \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$\rho_l = 0.00 \quad \text{Perc. Geom. di armatura} \quad \Rightarrow \quad \rho_l = \sqrt{\rho_{l,z} \cdot \rho_{l,y}} \leq 0.02$$

$$C_{Rd,c} = 0.12 \quad \Rightarrow \quad C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$v_{min} = 0.27 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \Rightarrow \quad v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$V_{Rd,c} = 0.26 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$V_{Rd,c} = 0.27 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \Rightarrow \quad V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}$$

Tensione di Taglio-Punzonamento lungo il perimetro dei verifica:

$$V_{Ed} = 0.17 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \Rightarrow \quad v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d}$$

VERIFICA: **OK**

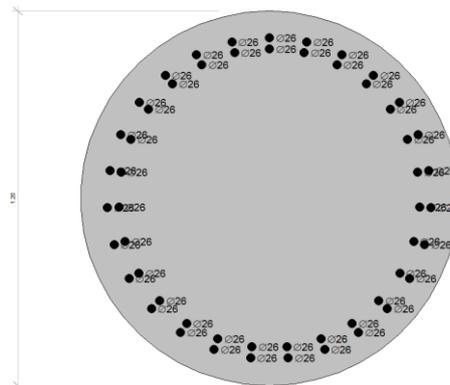
$$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 0.623$$

10.4 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

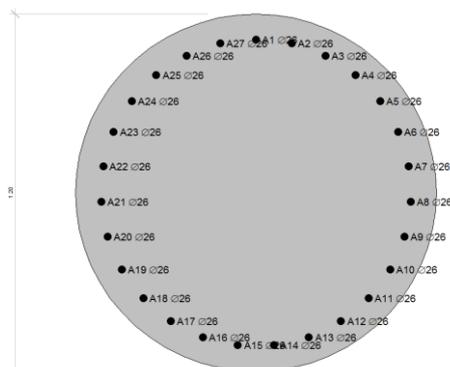
10.4.1 ARMATURA ADOTTATA PER I PALI

Diametro palo	$\phi =$	120,00	cm	
Area palo	$A_p =$	$\pi \phi^2 / 4 =$	11304	cm ²
Armatura palo 0-3m	$A_{a1} =$	27+27 $\phi 26$	286.2	cm ²
Copriferro fila esterna	$C_1 =$	60+12+13=	85	mm
Copriferro fila interna	$C'_1 =$	60+12+26+10+13=	121	mm
Armatura palo 3-9m	$A_{a2} =$	27 $\phi 26$	143.1	cm ²
Copriferro	$C_2 =$	60+12+13=	85	mm
Armatura palo 9-20m	$A_{a3} =$	18 $\phi 20$	56.52	cm ²
Copriferro	$C_3 =$	60+10+10=	80	mm

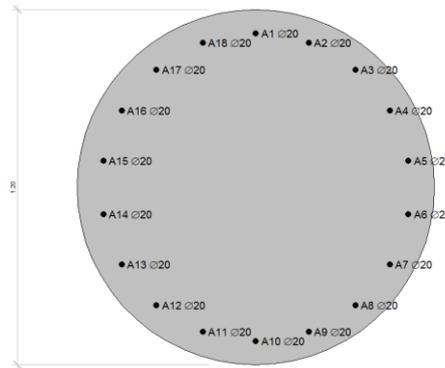
Da testa palo a -3m da testa palo



Da -3 a -9m



Da -9m a piede palo



10.4.2 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17/01/2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1).

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R2).

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3).

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione pari a 20.00m e dalle analisi risulta che il carico massimo di compressione sul palo maggiormente sollecitato risulta essere pari a 5617 kN.

CALCOLO PORTANZA PALO FONDAZIONE

Palo lunghezza 20m e diametro $d_p := 1,2 \text{ m}$

Dalla relazione geologica si possono desumere i seguenti parametri geotecnici:

-STRATIGRAFIA A: altezza strato 1 $h_1 := 22 \text{ m}$

$\gamma_t := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ peso specifico terreno

$\gamma_{s1} := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ peso specifico saturo terreno

$\phi_j := 35$ angolo attrito terreno

$c_{ui} := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $c_{ui} = 0 \text{ kPa}$ coesione non drenata

CARATTERISTICHE PALO FONDAZIONE

Il palo scelto è del tipo FRANKI con le seguenti caratteristiche:

-Lunghezza palo: $L_p := 20 \text{ m}$

-Diametro palo: $d_p := 1,2 \text{ m}$

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	77 di 79

CALCOLO PORTATA DI PROGETTO IN CONDIZIONI DRENATE

CALCOLO PORTATA DI PUNTA IN CONDIZIONI DRENATE

La portata di punta di un palo è dato dalla seguente formula:

$$R_p := N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c$$

In condizioni non drenate la resistenza alla punta è pari a:

$$R_p := N_q \cdot \sigma'_{vL}$$

Calcolo tensione litostatica σ'_{vL}

$$\sigma'_{vL} := \gamma_1 \cdot h_1 = 4,0992 \cdot 10^5 \text{ Pa}$$

$$\sigma'_{vL} = 409,918 \text{ kPa}$$

Calcolo parametro N_q secondo teoria Berenzantzev

Dal grafico che mette in relazione angolo di attrito, e valore del coefficiente di capacità portante N_q in funzione del rapporto L/D (Viggiani - pag. 377) si ottiene:

$$\frac{L_p}{d_p} = 18,33 \quad \text{quindi si assume } N_q := 45$$

$$\phi := \frac{(\Phi_1 + 40)}{2} \quad \Phi = 37,5$$

Considerando l'angolo di attrito pari a $\Phi = 37,5$ il parametro B_k assume il valore di

In condizioni drenate la resistenza alla punta risulta pari a:

$$R_p := 3,14 \cdot \left(\frac{d_p}{2}\right)^2 \cdot N_q \cdot \sigma'_{vL} \quad R_p = 20851,7073 \text{ kN}$$

Applicando i seguenti coefficienti correttivi di cui al paragrafo 6.4.3.1.1 NTC2018:

- $\xi_3 := 1,60$ n°3 indagini effettuate

- $\gamma_b := 1,35$ coefficiente parziale per resistenza alla base pali trivellati

si ottiene: $R_{pb} := \frac{R_p}{\xi_3 \cdot \gamma_b} \quad R_{pb} = 9653,57 \text{ kN}$

Tale portata risulta maggiore della sollecitazione massima verticale pari a 5617.

10.4.3 CALCOLO MOMENTO RESISTENTE PALO

Il momento resistente del palo di fondazione di lunghezza 20m e diametro D1.2m è il seguente:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Momento ultimo testa palo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Momento ultimo testa palo**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 54
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copri ferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 [] 0 [] kN
M_{xEd}: 0 [] 0 [] kNm
M_{yEd}: 0 [] 0 []

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 [] yN: 0 []

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 4.420 [] kN m

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

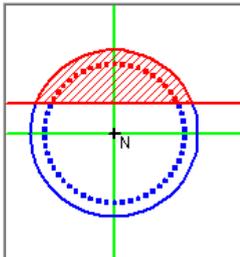
σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 6.496 ‰
d: 110 cm
x: 38.52 x/d: 0.3502
 δ : 0.8777

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 [] cm Col. modello

Precompresso



10.4.4 VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI

CALCOLO PORTANZA LATERALE PALO FONDAZIONE

DATI PALO

-LUNGHEZZA PALO: $L := 20 \text{ m}$

-DIAMETRO PALO: $d := 1,2 \text{ m}$

La forza orizzontale ultima vale:

$$\frac{H_u}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

in cui:

- $k_p := 1,2$ coefficiente di spinta passiva k per sabbie e ghiaie
- $\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ peso specifico terreno
- $M_y := 4420 \text{ kN m}$ momento resistente sezione palo in cls

Sviluppando la formula, la forza orizzontale ultima vale:

$$H_u := k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2} \quad \text{pag415 Viggiani}$$

$$H_u = 1933,0238 \text{ kN}$$

Applicando i seguenti coefficienti indicati al paragrafo 6.4.3.1.2:

- $\gamma_t := 1,3$ coefficiente parziale R_3
- $\xi_3 := 1,50$ fattore di correlazione per n°5 indagini effettuate

$$H_{u1} := \frac{H_u}{\gamma_t \cdot \xi_3}$$

$$H_{u1} = 991,29 \text{ kN}$$

Tale valore risulta maggiore del valore delle azioni orizzontali derivanti dalle combinazioni agli SLU pari a T=907kN.