

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

NW01 - SOTTOPASSO SVINCOLO AUTOSTRADALE VERONA NORD - LATO TRENTO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

SCALA:

-

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

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L N W 0 1 0 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Maestrelli 	Sett 2021	M. Rigo 	Sett 2021	C. Mazzocchi 	Sett 2021	A. Perego Sett 2021



File: IN1010D26CLNW0104001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	7
1.1	ASPETTI GENERALI	7
2	ELEMENTI STRUTTURALI	10
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
4	MATERIALI	12
4.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	12
4.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	13
4.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	13
4.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	14
4.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	14
4.6	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	14
4.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	15
4.8	ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	15
4.9	COPRIFERRI	16
5	CALCOLO DELLA STRUTTURA	16
5.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	16
5.1.1	SPALLA	16
5.2	DATI PER ANALISI SISMICA	17
5.3	ELENCO DATI	18
5.3.1	DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE	18
5.3.2	DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI	19
5.3.3	DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE	19
5.3.4	DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO	20
5.3.5	DATI RELATIVI AI BAGGIOLI	21

5.3.6	DATI RELATIVI ALLA SPALLA	21
5.3.7	DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE	21
5.3.8	DATI RELATIVI AL TERRENO	22
5.3.9	DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	23
5.4	AZIONI	23
5.4.1	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	23
5.4.1.1	Carichi in corrispondenza degli appoggi	23
5.4.1.2	Carichi permanenti	24
5.4.1.3	Carichi accidentali	24
5.4.1.4	Azione di frenamento	25
5.4.1.5	Azione centrifuga	25
5.4.1.6	Azione del vento	25
5.4.1.7	Azione sismica	27
5.4.1.8	Azione di attrito	28
5.4.2	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	28
5.4.2.1	Peso proprio	28
5.4.2.2	Spinta delle terre	28
5.4.2.2.1	Spinta del terreno di monte	28
5.4.2.2.2	Spinta relativa del sovraccarico sul terrapieno	30
5.4.2.2.3	Spinta relativa al terreno di valle	34
5.4.2.2.4	Carico sulla platea fondazione	34
5.4.2.3	Azione del vento	34
5.4.2.4	Azione sismica	34
5.4.2.4.1	Azioni inerziali	34
5.4.2.4.2	Spinta terre	35
6	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	39
6.1	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	39
6.1.1	FUSTO	39
6.1.2	ARMATURA ADOTTATA PER IL FUSTO	39

6.1.1	VERIFICHE FUSTO	40
6.1.1.1	Distribuzione dei momenti	40
6.1.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione	42
6.1.1.2	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	43
6.1.1.3	Verifiche in campo elastico (sisma)	44
6.1.1.1	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	45
6.1.2	MURI DI RISVOLTO	46
6.1.2.1	ARMATURA ADOTTATA	46
6.1.1	VERIFICHE PORZIONE INFERIORE RISVOLTO	46
6.1.1.1	Distribuzione dei momenti	46
6.1.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione	48
6.1.1.2	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	49
6.1.1.3	Verifiche in campo elastico (sisma)	49
6.1.1.1	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	50
6.1.2	PLATEA DI FONDAZIONE	51
6.1.2.1	DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI	51
6.1.1	VERIFICHE PLATEA	52
6.1.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione	52
6.1.1.1	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	53
6.1.2	VERIFICHE MICROPALI	54
6.1.2.1	Micropali di fondazione della platea del paraghiaia	55
6.1.2.1.1	Geometria adottata per le verifiche	55
6.1.2.1.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	55
6.1.2.1.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	56
6.1.2.2	Micropali consolidamento del fusto esistente	57
6.1.2.2.1	Geometria adottata per le verifiche	57
6.1.2.2.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	57
6.1.2.2.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	57
6.1.2.3	Micropali di fondazione del fusto nuovo e dell'accenno di risvolto – lato destro	58
6.1.2.3.1	Geometria adottata per le verifiche	58
6.1.2.3.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	58

	6.1.2.3.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	59
	6.1.2.4	Micropali di fondazione del fusto nuovo e dell'accenno di risvolto – lato sinistro	60
	6.1.2.4.1	Geometria adottata per le verifiche	60
	6.1.2.4.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	60
	6.1.2.4.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	60
7		PORTANZA PALI	62
8		CONFRONTO CARICHI AGENTI SULLE SPALLE ESISTENTI	64

1 PREMESSA

1.1 ASPETTI GENERALI

La presente relazione fa riferimento alla progettazione definitiva dell'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona. L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 (pk 141+708) e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona. Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (Progressiva chilometrica asse autostradale km 225+372) ed il Cavalcaferrovia della Linea Milano-Venezia (Pk asse autostradale km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte di sovrappasso allo svincolo di Verona Nord. Nel presente documento verrà affrontato il calcolo delle sollecitazioni trasmesse e le corrispondenti verifiche delle strutture costituenti la Spalla lato Trento corsia Nord nella quale insistono 2 travi principali, tale struttura risulta essere la maggiormente sollecitata rispetto alle altre spalle.

La verifica di resistenza viene eseguita solamente sulla porzione di spalla di nuova realizzazione, omettendo la zona della spalla esistente in quanto le sollecitazioni non differiscono in maniera significativa rispetto alla situazione attuale. Al fine di aumentare comunque la sicurezza dell'esistente, è previsto un consolidamento della spalla attuale mediante inserimento di micropali e tiranti. All'interno della presente relazioni si inserisce un paragrafo di confronto che giustifica la scelta di non verificare la spalla esistente.

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

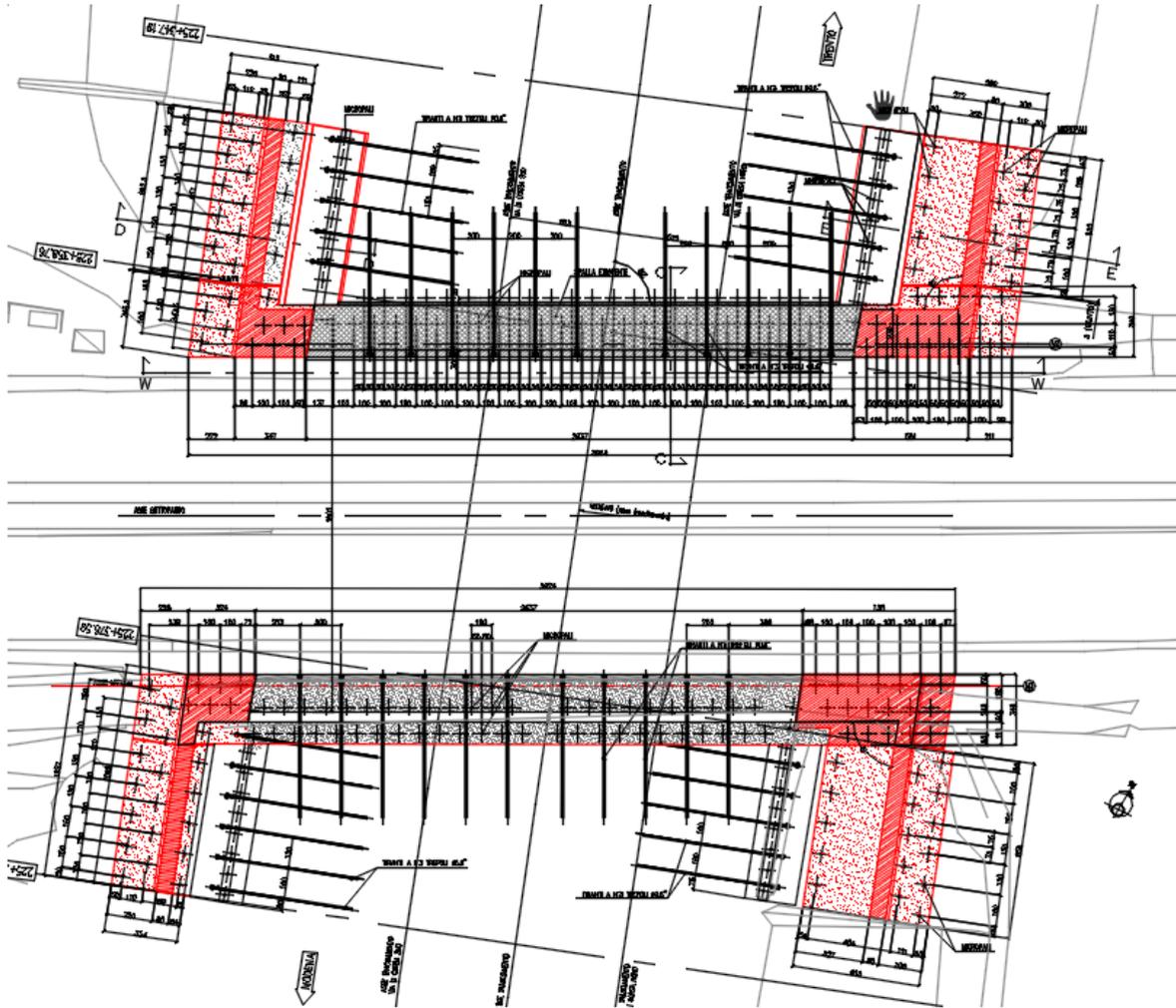


Figura 1.1 Pianta impalcato

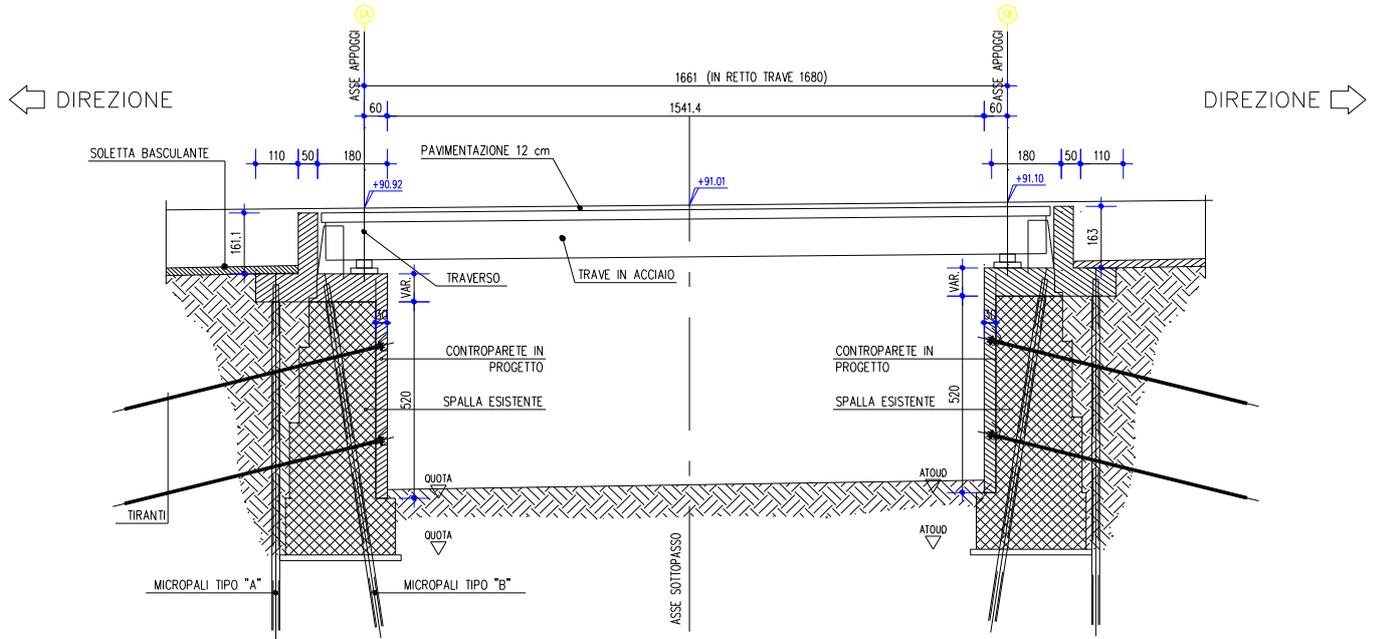


Figura 1.2 Sezione longitudinale

Si prevede per ciascuna carreggiata un impalcato in semplice appoggio costituito da travi di altezza $H=100\text{cm}$ in sezione mista, con soletta superiore collaborante in conglomerato cementizio armato.

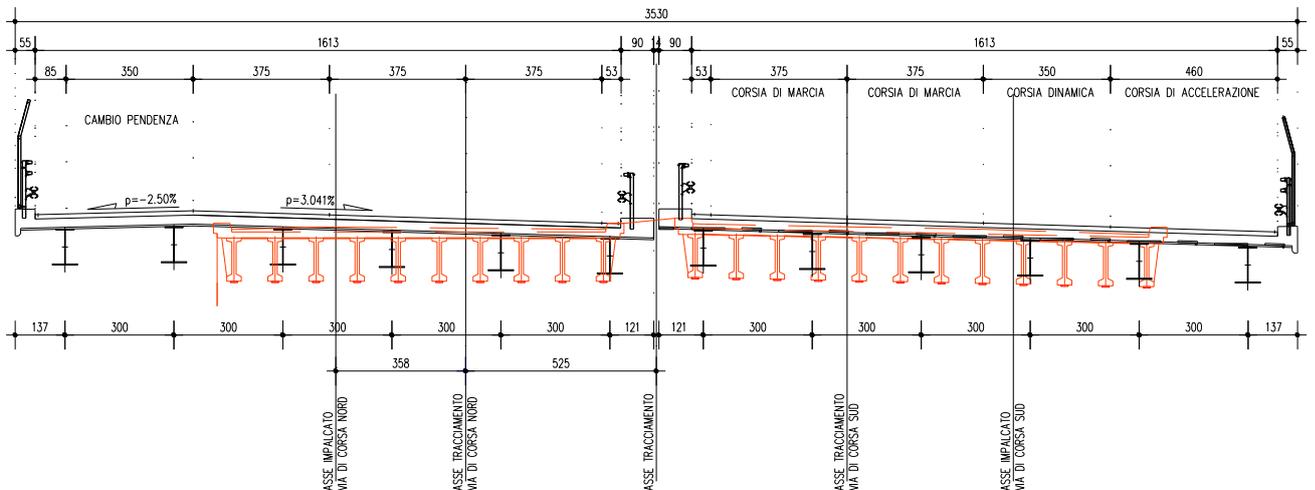


Figura 1.3 Sezione trasversale impalcati

L'impalcato della via Nord ha una larghezza complessiva di 17.58m circa così suddivisa:

- tre corsie di marcia da 3.75m e una corsia di emergenza da 3.50 m che costituiscono la sede stradale, più la fascia di rispetto presso le banchine da 0.85m (esterna) e 0.53m (interna);
- il cordolo esterno da 0.55m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza e rete;
- un cordolo interno da 0.90m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

L'impalcato della via Sud ha una larghezza complessiva di 17.58m circa così suddivisa:

- due corsie di marcia da 3.75m, una corsia dinamica da 3.50m e una corsia di immissione di 4.60 m che costituiscono la sede stradale, più la fascia di rispetto presso le barriere da 0.53m (interna);
- il cordolo esterno da 0.55m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza e rete (il dimensionamento è stato effettuato ipotizzando il carico trasmesso antirumore integrata);
- un cordolo interno da 0.90m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

L'asse di tracciamento presenta una leggera curvatura $R=5354m$ con centro verso Modena.

La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante pari a 3.04%, dalla carreggiata Nord verso la Sud, fatta eccezione per la corsia di emergenza della carreggiata lato Trento che ha un valore di 2.50% in contropendenza.

Entrambi gli impalcati presentano n.6 travi in acciaio con interasse $i=3.00m$ e gli sbalzi hanno luce massima di 1.40m circa.

Sono presenti traversi in campata, a interasse di 5.60m e presso le spalle.

2 ELEMENTI STRUTTURALI

Le fondazioni a platea di spessore pari a 1.5m fondate complessivamente su 33 micropali di diametro $\phi=240mm$ e lunghezza pari a 22m. Il fusto ha spessore 2.30m, i risvolti hanno spessore pari a 0.8m.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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



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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0104001	A	11 di 65

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

4 MATERIALI

4.1 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 9838	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rok minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cis 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	Cis 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	Cis 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 dei 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

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\phi < 800\text{mm}$ PALI $\phi > 800\text{mm}$	XC1	C25/30	60 70	S4	0.40	32
PLINTI	XC2	C25/30	50	S4	0.40	32
PILE, PULVINI ED ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XD1+XF4	C32/40	50	S4	0.40	25
BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XD1+XF4	C35/45	40	S5	0.40	20
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	40	S4/S5	0.20	25
TRAVI PREFABBRICATE	XC4+XD3+XF4	C45/55	40	S4/S5	0.20	20/25
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	50	S4/S5	0.20	25

4.2 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

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

4.3 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck $\geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

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

4.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

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

4.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	33.20 N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\rightarrow \sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	19.92 N/mm^2
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm^2
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.169 N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione	$\rightarrow \tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	1.080 N/mm^2

* La resistenza a taglio elastica è una tensione assunta dagli scriventi come limite superiore per la massima tensione sollecitante a taglio, nel caso di verifica sismica. Dovendo in tal caso la sezione rimanere in campo elastico e non essendoci da normativa una tensione elastica di riferimento, si è assunto che tale tensione sia assunta pari a: $f_{ctE} = 0.5 \cdot f_{ctk}$.

4.6 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	37.35 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	21.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	22.41 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.35 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.35 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.56 N/mm ²

4.7 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	→ $\sigma_c = 0.80 \cdot f_{yk} =$	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

4.8 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre per tiranti e per cavi da precompressione:

Si adotta acciaio armonico in trefoli da 0.6" (area 139 mm²) stabilizzato avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{ptk} \geq$	1860.00 N/mm ²
Carico caratteristico all'1%	→ $f_{p(0.1)k} \geq$	1670.00 N/mm ²

4.9 COPRIFERRI

Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $f < 800\text{mm}$	60
Pali $f \geq 800\text{mm}$	70
Platea	50
<i>ELEVAZIONE</i>	
Fusti / Risvolti / Orecchie	50
Baggioli	40
Cordoli	40

Impalcato - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
Soletta	40

5 CALCOLO DELLA STRUTTURA

Di seguito, vengono riportate le verifiche delle strutture costituenti la spalla in oggetto; esse sono state condotte utilizzando gli usuali metodi di verifica adottati per tali strutture, nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia.

5.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della spalla si è fatto ricorso ad un modello di calcolo con l'elaboratore, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI.

Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto.

5.1.1 SPALLA

La spalla è l'elemento principale di verifica: è quindi stata implementata come struttura ogni sua parte.

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

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

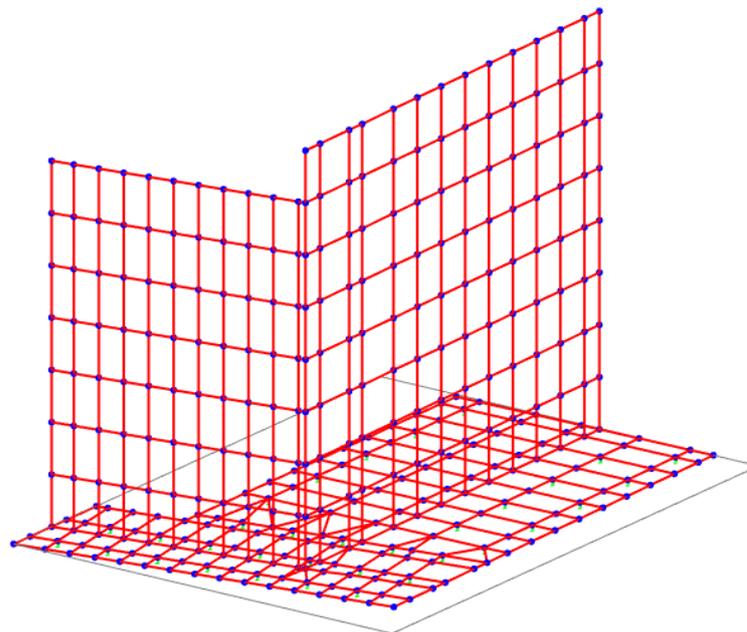
$$\phi_{\text{PALO}} := 240 \text{ mm}$$

$$L := 22 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

$$A_{\text{PALO}} := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{PALO}}^2}{4} = 0,05 \text{ m}^2$$

$$K := \frac{E_c \cdot A_{\text{PALO}}}{L} = 64724,577 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

La fondazione a platea, i muri di risvolto e il muro paraghiaia sono stati schematizzati come elementi shell di spessore corrispondente a quelli reali.



5.2 DATI PER ANALISI SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta secondo il metodo dell'Analisi Statica Equivalente.

Come si è già ripetuto la struttura della spalla deve conservare sotto l'azione sismica un comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili). Le verifiche sismiche delle spalle da ponte possono essere eseguite applicando l'azione sismica

(azione statica equivalente) indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

5.3 ELENCO DATI

5.3.1 DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE

larghezza soletta (totale da esterno veletta a esterno veletta)	(m)	35.30
spessore soletta	(m)	0.25
larghezza cordolo n.1 sx - esterno -	(m)	0.55
larghezza cordolo n.2 sx - interno -	(m)	0.90
larghezza cordolo n.1 dx - esterno -	(m)	0.55
larghezza cordolo n.2 dx - interno -	(m)	0.90
altezza cordoli	(m)	0.28
peso aggiuntivo (barriere di sicurezza/antirumore, velette, polifore, ..)		
cordolo n.1 sx - esterno	(kN/m)	4.00
cordolo n.2 sx - interno	(kN/m)	2.00
cordolo n.3 dx - esterno	(kN/m)	2.00
cordolo n.4 dx - interno	(kN/m)	4.00

Coefficienti per trave continua a più campate

ζ (str)		1.00
ζ (perm)		1.00

spessore pavimentazione	(m)	0.12
peso pavimentazione	(kN/m ²)	3.00

Coefficienti per trave continua a più campate

ζ (perm)

1.00

5.3.2 DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI

larghezza colonne di carico (m) 3.00

 Lunghezza colonna Q_i per sovraccarico terrapieno (m) 2.20

Dati per reazione appoggio trave semplicemente appoggiata
 Q_i (carico concentrato) - valore unitario (kN) 100.00

 q_i (carico distribuito) - valore unitario (kN/m²) 1.00

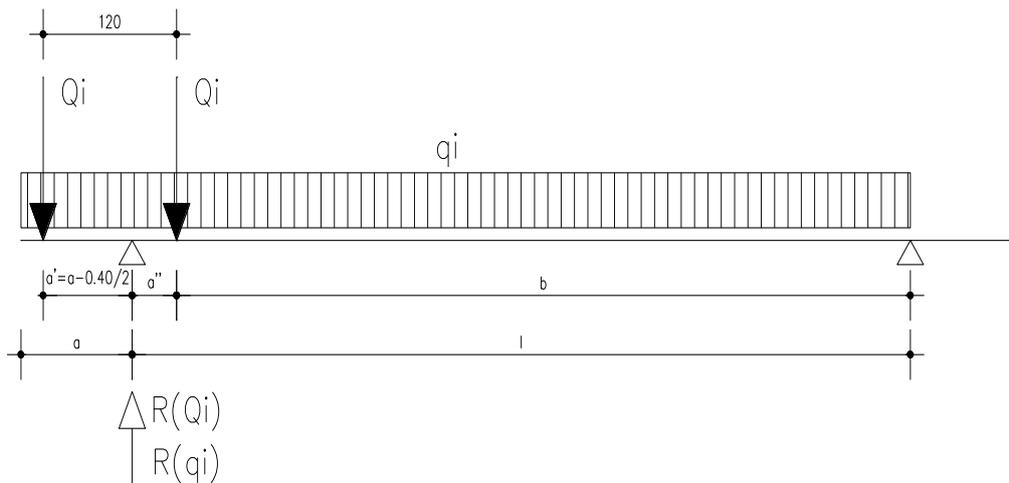
Retrotrave: a (m) 1.00

Interasse appoggi (campata): L (m) 16.80

Distanza asse 1° ruota-asse appoggio: a' (m) 0.80

Coefficienti per trave continua a più campate
 ζ (Q) 1.00

 ζ (q) 1.00

 ζ (F) 1.00


5.3.3 DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE

Parametri spettrali (D.M. 17/01/2018 - par. 3.2.3.1)

Comune

Latitudine

Verona

45.4351

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0104001	A	20 di 65

Longitudine		10.9988
Vita nominale dell'opera		100
Coefficiente d'uso		2
Periodo di riferimento		200
Categoria del suolo - A B C D E -		B
Coefficienti di amplificazione topografica - T1 T2 T3 T4 -		T1
Quota baricentro impalcato rispetto intradosso travi	(m)	1.10

Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV

	T_R	1898
Accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento rigido	a_g/g	0.26
	F_0	2.406
	T'_c	0.287

coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza	β_m	1.00
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1.00
coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.0
accelerazione orizzontale massima del sito = $S_s * S_T * a_g =$	a_{max}/g	0.260
coefficiente sismico orizzontale = $a_{max}/g * \beta_m =$	k_h	0.260
considerare spinta verticale (si/no)		no
coefficiente sismico verticale = $0.5 k_h =$	k_{v+} "+"	0.000
Squilibrio sisma longitudinale (mettere Si/No):		no

5.3.4 DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO

raggio di curvatura impalcato - zero se rettilineo -	(m)	5865.00
altezza appoggio	(m)	0.20
Tipo di appoggio		N

Appoggio fisso solo su spalla = 1
 Appoggio mobile su questa spalla = 0
 Appoggi fissi multipli - coeff. Di afferenza = C
 Appoggi in Neoprene = N
 Dispositivi dissipativi = D

Dati per Frenatura

Lunghezza zona caricata per frenatura L (vedi cap. 5.1.3.5 DM 2018)	(m)	19.11
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		1
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		si

Dati per Attrito sugli appoggi

Coefficiente d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	%	0.06
Delta T per calcolo appoggi Neoprene/Dissipativi	(°)	40

5.3.5 DATI RELATIVI AI BAGGIOLI

numero baggioli		12
altezza baggioli	(m)	0.20
larghezza baggioli	(m)	0.40
profondità baggioli	(m)	0.40
posizione asse baggioli rispetto filo di valle spalla	(m)	1.20

5.3.6 DATI RELATIVI ALLA SPALLA

Paraghiaia

altezza paraghiaia	(m)	2.05
spessore paraghiaia	(m)	0.50
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto	(m)	1.75
lunghezza paraghiaia	(m)	37.51

Fusto

altezza fusto	(m)	6.15
spessore fusto	(m)	1.50
lunghezza fusto	(m)	37.08

Risolto di sx

altezza risolto sx	(m)	8.20
lunghezza risolto sx	(m)	1.36
spessore risolto sx	(m)	0.80
altezza orecchia sx	(m)	0.00
lunghezza orecchia sx	(m)	0.00
spessore orecchia sx	(m)	0.00

Risolto di dx

altezza risolto dx	(m)	8.20
lunghezza risolto dx	(m)	1.36
spessore risolto dx	(m)	0.60
altezza orecchia sx	(m)	0.00
lunghezza orecchia sx	(m)	0.00
spessore orecchia sx	(m)	0.00

5.3.7 DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Fusto

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0104001	A	22 di 65

lunghezza platea di fondazione	(m)	40.88
larghezza platea di fondazione	(m)	2.50
spessore platea	(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	1.10
<i>Risvolto di sx</i>		
lunghezza platea di fondazione	(m)	7.60
larghezza platea di fondazione	(m)	3.40
spessore platea	(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	0.00
<i>Risvolto di dx</i>		
lunghezza platea di fondazione	(m)	4.90
larghezza platea di fondazione	(m)	3.40
spessore platea	(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	0.00

5.3.8 DATI RELATIVI AL TERRENO

peso specifico terreno	γ (kN/m ³)	19.00
angolo di attrito interno terreno di monte	ϕ (°)	35.00
angolo di attrito terreno-muro	δ (°)	0.00
inclinazione muro rispetto alla verticale θ	θ (°)	0.00
inclinazione terrapieno rispetto all'orizzontale β	β (°)	0.00
altezza a filo anteriore fondazione del terreno di valle	(m)	0.00
altezza a filo elevazione del terreno di valle	(m)	0.00
altezza a filo elevazione del terreno alle testate	(m)	0.00
altezza a filo posteriore fondazione del terreno alle testate	(m)	0.00
angolo di attrito interno del terreno a valle	(°)	30.00

DATI RELATIVI AL SOVRACCARICO

Altezza spalla per diffusione	(m)	8.20
Angolo di diffusione	(°)	30
Carico Q_i (su impronta 3.00x2.20m)	kN	1200.00
Carico q_i (su impronta 3.00x2.20m)	kN	92.40
Carico Totale	kN	<u>1292.40</u>
Larghezza totale colonne+diffusione	(m)	13.73
Lunghezza totale colonne Q_i +diffusione	(m)	6.93

Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico	(kN/m ²)	9.00
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico	(kN/m ²)	13.57

5.3.9 DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Paraghiaia

numero micropali		24
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.30
lunghezza micropali	(m)	21.00

Consolidamento fusto esistente

numero micropali		26
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	21.00

Fusto nuovo e accenno di risvolto - lato destro

numero micropali		10
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	21.00

Fusto nuovo e accenno di risvolto - lato sinistro

numero micropali		19
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	21.00

Risvolto nuovo e consolidamento muro esistente - lato destro

numero micropali		19
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	14.00

Risvolto nuovo e consolidamento muro esistente - lato sinistro

numero micropali		23
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	14.00

5.4 AZIONI

5.4.1 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

5.4.1.1 Carichi in corrispondenza degli appoggi

Le azioni provenienti dalla travi principali e dai traversi sono state determinate dal modello relativo all'impalcato, analizzando le massime reazioni nei tre assi, si determinano le seguenti azioni:

$$R_z = 1347 \text{ kN}$$

$$R_x = 692 \text{ kN}$$

$$R_y = 1303 \text{ kN}$$

5.4.1.2 carichi permanenti

CARICHI PERMANENTI	(g2)	totale	sull'appoggio	colonna	traverso di testata
travi	kN	3291.68	kN	1647.60	kN/m 44.37
soletta	kN	4434.71	kN	2176.75	kN/m 58.63
<i>Struttura Impalcato (P.str.imp)</i>	(g2.1)			B1)	kN/m 103.00
cordolo esterno sx	(g2.2)	kN 57.33	kN 28.14	B2)	kN/m 28.14
cordolo interno sx	(g2.2)	kN 51.60	kN 25.33	B2)	kN/m 25.33
cordolo esterno dx	(g2.2)	kN 57.33	kN 28.14	B2)	kN/m 28.14
cordolo interno dx	(g2.2)	kN 51.60	kN 25.33	B2)	kN/m 25.33
pavimentazione	(g2.2)	kN 1910.81	kN 937.91	B2)	kN/m 25.26
pesi aggiunti cordolo esterno sx	(g2.2)	kN 76.44	kN 37.52	B2)	kN 37.52
pesi aggiunti cordolo interno sx	(g2.2)	kN 38.22	kN 18.76	B2)	kN 18.76
pesi aggiunti cordolo esterno dx	(g2.2)	kN 38.22	kN 18.76	B2)	kN 18.76
pesi aggiunti cordolo interno dx	(g2.2)	kN 76.44	kN 37.52	B2)	kN 37.52

5.4.1.3 Carichi accidentali

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo più esterno: si considerano quindi due condizioni di carico limite:

1. Cordolo esterno lato risolto di sinistra
2. Cordolo esterno lato risolto di destra

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, compresa la folla sui marciapiedi, e la reazione totale sono le seguenti:

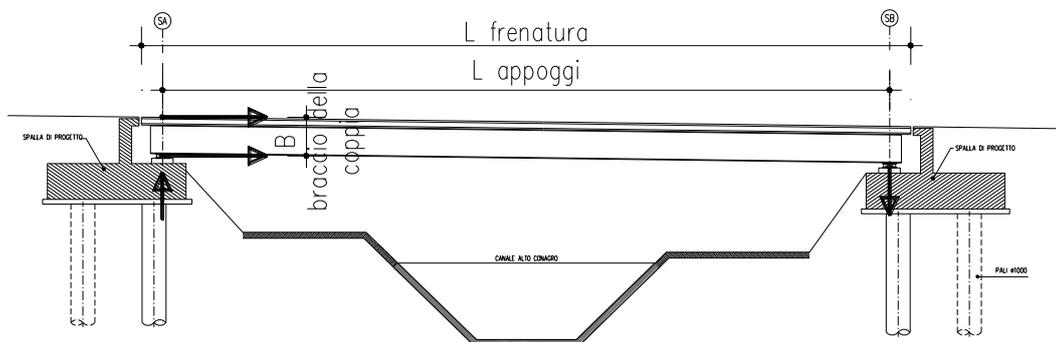
CARICHI ACCIDENTALI	(q1)	colonna	traverso di testata	colonna
Reazioni dovute ad ogni singola colonna		Q _{ik} (q1.1)	q _{ik} (q1.2)	
1° Colonna Q _{1k} (4*150.00 kN), q _{1k} (9.00 kN/m ²)	(Q _k *ζ _Q , q _k *ζ _q)	kN 303.58 C1)	kN/m 84.69 C2)	
2° Colonna Q _{2k} (4*100.00 kN), q _{2k} (2.50 kN/m ²)	(Q _k *ζ _Q , q _k *ζ _q)	kN 202.39 C1)	kN/m 23.52 C2)	
3° Colonna Q _{3k} (4*50.00 kN), q _{3k} (2.50 kN/m ²)	(Q _k *ζ _Q , q _k *ζ _q)	kN 101.19 C1)	kN/m 23.52 C2)	
4° Colonna q _{4k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	-	kN/m 23.52 C2)	
5° Colonna q _{5k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	-	kN/m 23.52 C2)	
6° Colonna q _{6k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	-	kN/m 23.52 C2)	
7° Colonna q _{7k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	-	kN/m 23.52 C2)	
8° Colonna q _{8k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	-	kN/m 23.52 C2)	
9° Colonna q _{9k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	-	kN/m 23.52 C2)	
10° Colonna q _{10k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	-	kN/m 23.52 C2)	

5.4.1.4 Azione di frenamento

AZIONE DI FRENAMENTO	(q3)	Tipo di appoggio			
Lunghezza della zona caricata L	m	19.11	Appoggio Fisso solo su questa Spalla	forza applicata a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+X)	kN 205.80 F)
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		1			
Frenatura totale (cap.5.1.3.5 DM2018)	kN	411.60		Squilibrio applicato a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+Z)	17.44 F)
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		si			

L'impalcato trasmette questa azione alla spalla tramite gli appoggi. Tale azione genera uno squilibrio verticale schematizzato nel disegno seguente:

$$\text{Squilibrio verticale: } F_v = F_{\text{tot}} * B / L_{\text{appoggi}}$$



5.4.1.5 Azione centrifuga

AZIONE CENTRIFUGA	(q4)				
raggio di curvatura	m	5865.00			
Reazioni dovute ad ogni singola colonna			Q_{ik}		Q_{Vik}
1° Colonna Q_{1k} (4*150.00 kN)	kN	303.58	$Q_{v,1k}$	kN	0.00 G)
2° Colonna Q_{2k} (4*100.00 kN)	kN	202.39	$Q_{v,2k}$	kN	0.00 G)
3° Colonna Q_{3k} (4*50.00 kN)	kN	101.19	$Q_{v,3k}$	kN	0.00 G)

Agente a quota pavimetazione.

5.4.1.6 Azione del vento

In accordo con le norme tecniche per le costruzioni (NTC18), la struttura in esame, situata in Veneto, ricade in Zona 1, su suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D, a più di 30 Km dal mare. Pertanto la Categoria di Esposizione è la II. Si ottiene:



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0104001	A	26 di 65

Velocità di riferimento

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

Velocità di riferimento relativa al periodo di ritorno

$$v_b(T_r=500) = \alpha_r(T_r) v_b = 1.12318 \cdot 25 = 28.079 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 0.50 \rho v_{b500}^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 28.08^2 = 492.79 \text{ N/m}^2$$

dove

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

Coefficiente di esposizione

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2.181 \xrightarrow{\text{con}} c_t = 1$$

dove:

$$K_r = 0.19 ;$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m ;}$$

$$z_{\min} = 4.0 \text{ m} < z = 14 \text{ m (altezza impalcato rispetto al suolo);}$$

Pressione del vento

$$p = q_b c_e c_p c_d = 492.79 \times 2.181 \times 1 \times 1 = 1.07 \text{ kN/m}^2$$

dove

$$c_p = 1 \quad \text{è il coefficiente di forma;}$$

$$c_d = 1 \quad \text{è il coefficiente dinamico.}$$

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

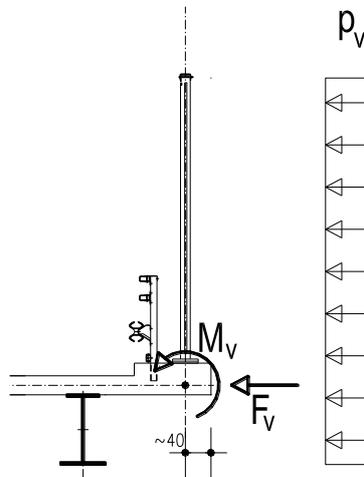
Considerando la geometria generale del ponte e la presenza sul lato esterno della barriera antirumore, per la verifica di resistenza dell'impalcato la condizione di vento significativa è quella con direzione del vento trasversale allo stesso, e quindi ortogonale alla barriera.

L'entità delle azioni conseguenti a tale configurazione di carico, con riferimento alla figura sottostante, sarà:

$$F_v = 2.50 \cdot (4.6) = 11.5 \text{ kN/m}$$

$$M_v = 2.50 \cdot 3^2 / 2 = 11.25 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$F_{v \text{ vert}} = M_v / b_{\text{tr.esterne}} = 11.25 / 16.00 \text{m} = 0.8 \text{ kN/m}$$



5.4.1.7 Azione sismica

Le azioni che l'impalcato trasferisce alla spalla dipendono dalle caratteristiche dei dispositivi stessi ed in particolare dal valore della loro rigidità orizzontale.

Azioni orizzontali trasmesse alla spalla in condizione sismica:

AZIONE SISMICA		(q6)					
	kh		0.260	Tipo di appoggio		sul traverso di testata	
	kv		0.000	In Neoprene			
				N		F _{st} (kN/m)	
Sisma totale in senso longitudinale	F _{sl}	kN	2621.94	Quota di sisma Long. afferente alla spalla		(+X)	70.62 M3
agente a quota appoggi con braccio:	h _{Fsl}	m	1.20	Squilibrio		(+Z)	5.06 M3
Squilibrio sisma longitudinale			si				
0.5							
F _{st} (kN/m)							
Sisma totale in senso trasversale	F _{st}	kN	1310.97	Quota di sisma Trav. afferente alla spalla		(+Y)	35.31 N3
agente sopra quota appoggi:	h _{Fst}	m	1.20	Calcola Coefficiente afferenza e scrivi			
0.5							



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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0104001	A	28 di 65

<i>Sisma totale verticale</i>	F_{sv}	kN	0.00	(+Z)	F_{sv} (kN/m)	0.00	O3)
-------------------------------	----------	----	------	------	-----------------	------	-----

5.4.1.8 Azione di attrito

Azioni orizzontali longitudinali al ponte trasmesse alla spalla per attrito in funzione del tipo di appoggi:

AZIONE DI ATTRITO

(q7)

Tipo di appoggio

(q7.1) kN

Attrito (Struttura Impalcato)

Appoggio Fisso solo su questa Spalla

(+X) 15.61 P1)

1

(q7.2) kN

Attrito (Permanenti portati Impalcato)

(+X) 4.80 P2)

5.4.2 AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

5.4.2.1 Peso proprio

Avendo effettuato l'implementazione con un modello di calcolo che schematizza gli elementi strutturali sia in termini di geometria, sia in termini di rigidità, il peso proprio degli elementi costituenti la spalla è applicato in automatico dal programma di calcolo, assumendo come peso specifico dell'elemento calcestruzzo il valore:

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

5.4.2.2 Spinta delle terre

5.4.2.2.1 Spinta del terreno di monte

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla.

Si assumono quindi i parametri geotecnici indicati nella tabella riportata di seguito.

Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base:

SPINTA DELLE TERRE

Spinta del terreno a monte

peso di volume	γ kN/m ³	19.00
angolo di attrito A1+M1	ϕ_{A1+M1} °	35.00
angolo di attrito A2+M2	ϕ_{A2+M2} °	29.26

COMBINAZIONE A1-M1

		$k_r = 1 - \text{sen } \phi$		
		=	0.426	
	Coefficiente di spinta a riposo			
	<i>SPALLA</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2			
	fondazione	$H_{\text{tot}} =$	m	8.95
A2.a)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	72.51
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-324.50
	agente alla quota da intradosso			
	fondazione	$h_1 =$	m	2.983
	<i>RISVOLTO SX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2			
	fondazione	$H_{\text{tot}} =$	m	8.95
A2.a)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	72.51
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-324.50
	agente alla quota da intradosso			
	fondazione	$h_1 =$	m	2.983
	<i>RISVOLTO DX</i>			
A2.a)	altezza totale della spalla+ 1/2			
	fondazione	$H_{\text{tot}} =$	m	8.95
	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	72.51
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-324.50
	agente alla quota da intradosso			
	fondazione	$h_1 =$	m	2.983

COMBINAZIONE A2-M2

		$k_r = 1 - \text{sen } \phi$		
		=	0.511	
	Coefficiente di spinta a riposo			
	<i>SPALLA</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2			
	fondazione	$H_{\text{tot}} =$	m	8.95
A2.b)	pressione massima alla base	$p_2 =$	kN/m	86.94
	spinta massima	$S_2 =$	kN	-389.08
	agente alla quota da intradosso			
	fondazione	$h_2 =$	m	2.983
	<i>RISVOLTO SX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2			
	fondazione	$H_{\text{tot}} =$	m	8.95
A2.b)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	86.94
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-389.08
	agente alla quota da intradosso			
	fondazione	$h_1 =$	m	2.983
	<i>RISVOLTO DX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2			
	fondazione	$H_{\text{tot}} =$	m	8.95
A2.b)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	86.94
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-389.08

agente alla quota da intradosso
 fondazione

$$h_1 = \quad m \quad \mathbf{2.983}$$

5.4.2.2.2 Spinta relativa del sovraccarico sul terrapieno

Secondo quanto indicato nella Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 (Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018) § C5.1.3.3.7.1 (Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte), ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°. Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Si è quindi assunto un carico uniforme medio individuato come somma dei carichi dello schema 1, diffusi con un angolo di 30° fino a metà altezza del fusto spalla, pensati applicati in sommità spalla

SPINTA RELATIVA AL SOVRACCARICO SUL TERRAPIENO

Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno

sovraccarico concomitante con impalcato carico	kN/m ²	9.00
sovraccarico concomitante con impalcato scarico	kN/m ²	13.57

COMBINAZIONE A1-M1

D.a)	pressione concomitante con impalcato carico	$p_{2a} =$	kN/m ²	3.84
E.a)	pressione concomitante con impalcato scarico	$p_{2b} =$	kN/m ²	5.79
	Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$	kN	-1275.36
	Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$	kN	-1923.00
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	4.48

COMBINAZIONE A2-M2

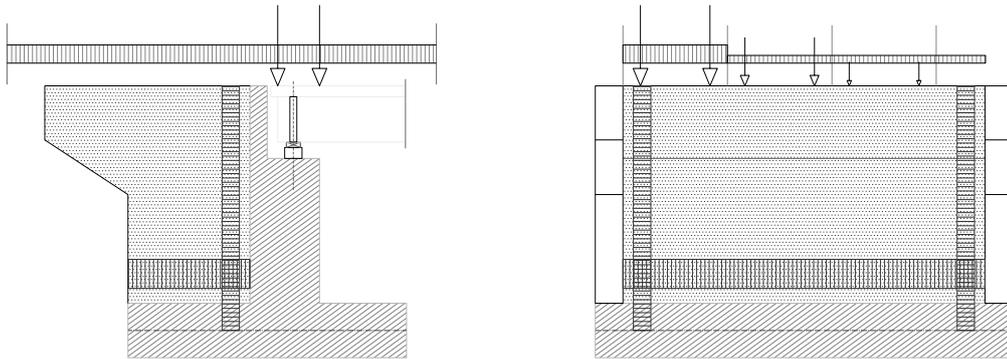
D.b)	pressione concomitante con impalcato carico	$p_{2a} =$	kN/m ²	4.60
E.b)	pressione concomitante con impalcato scarico	$p_{2b} =$	kN/m ²	6.94
	Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$	kN	-1529.17
	Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$	kN	-2305.70
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	4.48

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta riposo, è rettangolare.

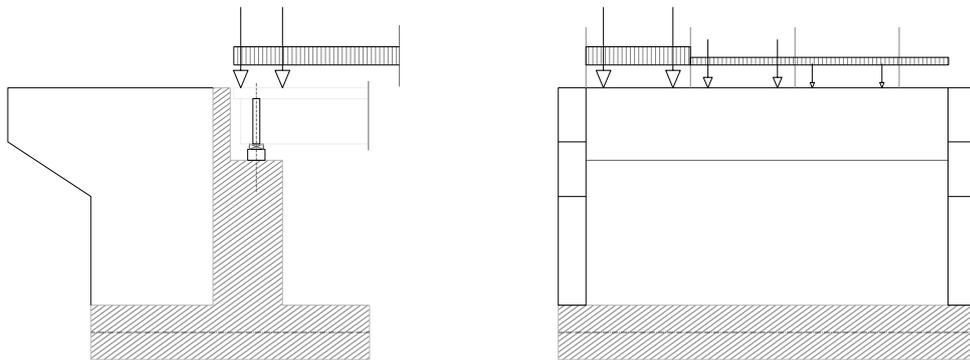
Si sono considerate le seguenti 4 combinazioni relative il sovraccarico (vedasi anche schema grafico):

a	Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)
b	Carichi solo impalcato
c	Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)
d	Assenza di impalcato

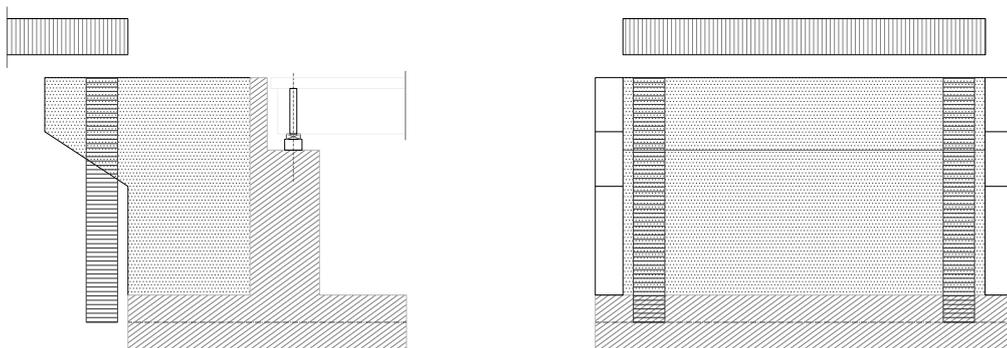
a) Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)



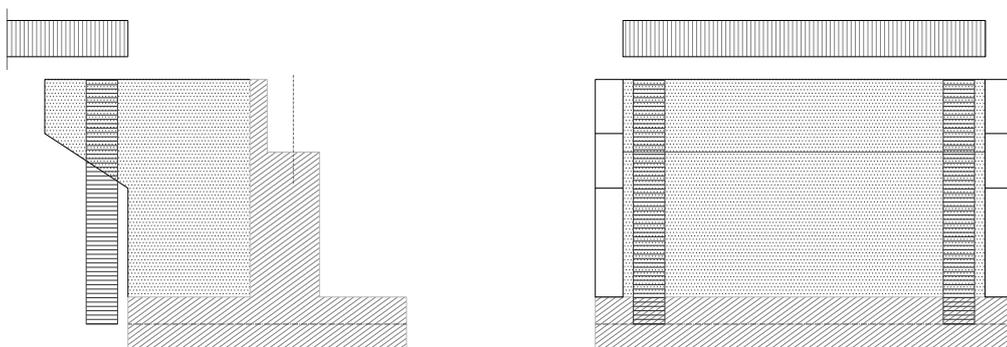
b) Carichi solo impalcato



c) Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)



d) Assenza di impalcato





LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0104001	A	33 di 65

5.4.2.2.3 Spinta relativa al terreno di valle

Prudenzialmente non si tiene conto del contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

5.4.2.2.4 Carico sulla platea fondazione

CARICO SULLA PLATEA FONDAZIONE

<i>SPALLA</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m	1.45
A2.a- A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	27.55
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m ²	9.00
<i>RISVOLTO SX</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m	5.40
A2.a- A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	102.60
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m ²	9.00
<i>RISVOLTO DX</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m	5.40
A2.a- A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	102.60
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m ²	9.00

5.4.2.3 **Azione del vento**

L'azione del vento sulla spalla da inserire nel modello si ottiene dalla formula seguente

$$q_v = L \cdot p_v \cdot \xi_{str}$$

Dove:

Lunghezza spalla investita dal vento (m)	L	3.40
Pressione del vento (kN/m ²)	$p_v =$	250
Azione del vento sulla spalla (kN/m)	$q_v =$	8.50

5.4.2.4 **Azione sismica**

5.4.2.4.1 Azioni inerziali

L'inerzia del complesso spalla e terreno imbarcato si articola con i seguenti contributi elementari:

Paraghiaia

Fusto

Muri di risvolto

Orecchie

Fondazione

M-N 1)	coefficiente sismico orizzontale = $a_{max}/g * \beta_m =$	$k_h =$	0.260
O1)	coefficiente sismico verticale = $0.5 k_h =$	$k_{v+} =$ "+-"	0.000

Inerzia terreno imbarcato
SPALLA

M1b	Pressione applicata sul fusto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	kN/m ²	5.43
	Momento in asse platea	$M_{iT_i} =$	kNm/m	216.11
<i>RISVOLTO SX</i>				
N1bsx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	kN/m ²	0.00
	Momento in asse platea	$M_{iT_i} =$	kNm/m	0.00
<i>RISVOLTO DX</i>				
N1bdx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	kN/m ²	0.00
	Momento in asse platea	$M_{iT_i} =$	kNm/m	0.00

 5.4.2.4.2 Spinta terre

Le spinte delle terre sono calcolate in regime di spinta attiva; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni così come riportato nel § 7.11.6.2.1 del D.M., la spinta totale di progetto E_d può essere calcolato come:

$$S_t = 1/2 * \gamma * h_{tot}^2 * k$$

dove il coefficiente di spinta del terreno è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Il punto di applicazione della spinta attiva è posto ad $h_{tot} / 3$, mentre quello di applicazione della sovraspinta dinamica ad $h_{tot} / 2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La spinta delle terre vale:

Incremento di spinta del terreno

coefficiente di spinta attiva (M1)	$k_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) =$	0.271
coefficiente di spinta attiva (M2)	$k_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) =$	0.343

Spinta Terreno Sismico
SPALLA

altezza totale della spalla+ 1/2	$H_{tot} =$	m	8.95
fondazione			
A2.c) (M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	kN/m ²	46.08
(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	206.22

A2.d)	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M2) =$ kN/m ²	58.40
	(M2) spinta totale agente alla quota da intradosso fondazione	$S_{1s} (M2) =$ kN/m	261.35
		$h_{1s} =$ m	2.983
	RISVOLTO SX		
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$ m	8.95
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$ kN/m ²	46.08
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$ kN/m	206.22
A2.d)	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M2) =$ kN/m ²	58.40
	(M2) spinta totale agente alla quota da intradosso fondazione	$S_{1s} (M2) =$ kN/m	261.35
		$h_{1s} =$ m	2.983
	RISVOLTO DX		
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$ m	8.95
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$ kN/m ²	46.08
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$ kN/m	206.22
A2.d)	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M2) =$ kN/m ²	58.40
	(M2) spinta totale agente alla quota da intradosso fondazione	$S_{1s} (M2) =$ kN/m	261.35
		$h_{1s} =$ m	2.983

L'incremento sismico delle spinte dovute al terreno risulta:

1) SPALLA

Approccio 1 - combinazione M1

		pd	kN/m ²	30.386
			kN/m ²	
		Ed =	kN/m	54.846
			kN/m	
	altezza muro+ 1/2 fondazione	H =	m	3.61
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m ²	-15.696
M-N 2A.-)				
O 2A.+)				
O 2A.-)				

Approccio 1 - combinazione M2

		pd	kN/m ²	37.170
			kN/m ²	
		Ed =	kN/m	67.093
			kN/m	
	altezza muro+ 1/2 fondazione	H =	m	3.61



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0104001	A	37 di 65

M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = p_d - p_{1s} =$	kN/m^2	-21.232
M-N 2B.-)				
O 2B.+)				
O 2B.-)				

2) RISVOLTO SX

Approccio 1 - combinazione M1

		p_d	kN/m^2	75.332
			kN/m^2	
		$E_d =$	kN/m	337.113
			kN/m	
	altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	$H =$	m	8.95
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = p_d - p_{1s} =$	kN/m^2	29.251
M-N 2A.-)				
O 2A.+)				
O 2A.-)				

Approccio 1 - combinazione M2

		p_d	kN/m^2	92.154
			kN/m^2	
		$E_d =$	kN/m	412.388
			kN/m	
	altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	$H =$	m	8.95
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = p_d - p_{1s} =$	kN/m^2	33.751
M-N 2B.-)				
O 2B.+)				
O 2B.-)				

3) RISVOLTO DX

Approccio 1 - combinazione M1

		p_d	kN/m^2	82.571
			kN/m^2	
		$E_d =$	kN/m	405.011
			kN/m	
	altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	$H =$	m	9.81
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = p_d - p_{1s} =$	kN/m^2	36.489
M-N 2A.-)				
O 2A.+)				
O 2A.-)				

Approccio 1 - combinazione M2

		p_d	kN/m^2	101.009
			kN/m^2	
		$E_d =$	kN/m	495.447
			kN/m	
	altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	$H =$	m	9.81
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = p_d - p_{1s} =$	kN/m^2	42.606



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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0104001	A	38 di 65

M-N 2B.-)

O 2B.+)

O 2B.-)

6 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

6.1 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

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:

- 1) Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): $E_d \leq R_d$
 Presso-Flessione
 Taglio

- 2) 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

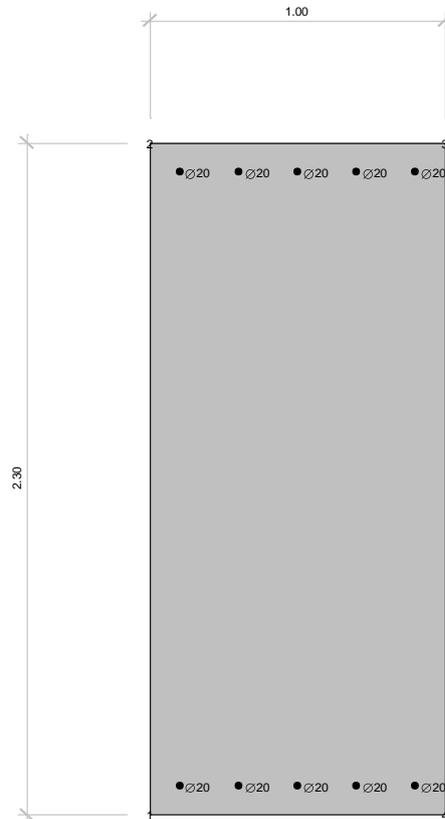
- 3) Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio): come indicato nel D.M.17.01.2018 si verifica l'ampiezza di apertura delle fessure.

6.1.1 FUSTO

6.1.2 ARMATURA ADOTTATA PER IL FUSTO

Nella tabella sottostante è mostrata la geometria e l'armatura prevista nella sezione maggiormente sollecitata del fusto di spalla

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	230.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	5Φ20/m	= 15.70
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	5Φ20/m	= 15.70
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



6.1.1 VERIFICHE FUSTO

6.1.1.1 Distribuzione dei momenti

Vengono riportati i diagrammi dei momenti relative al fusto:

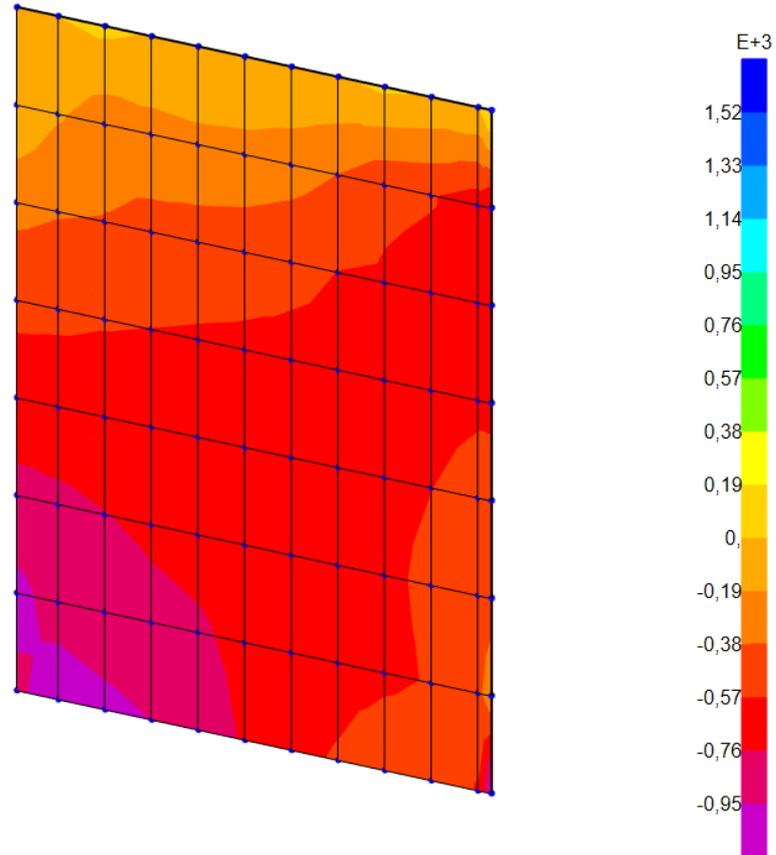


Diagramma momenti M22

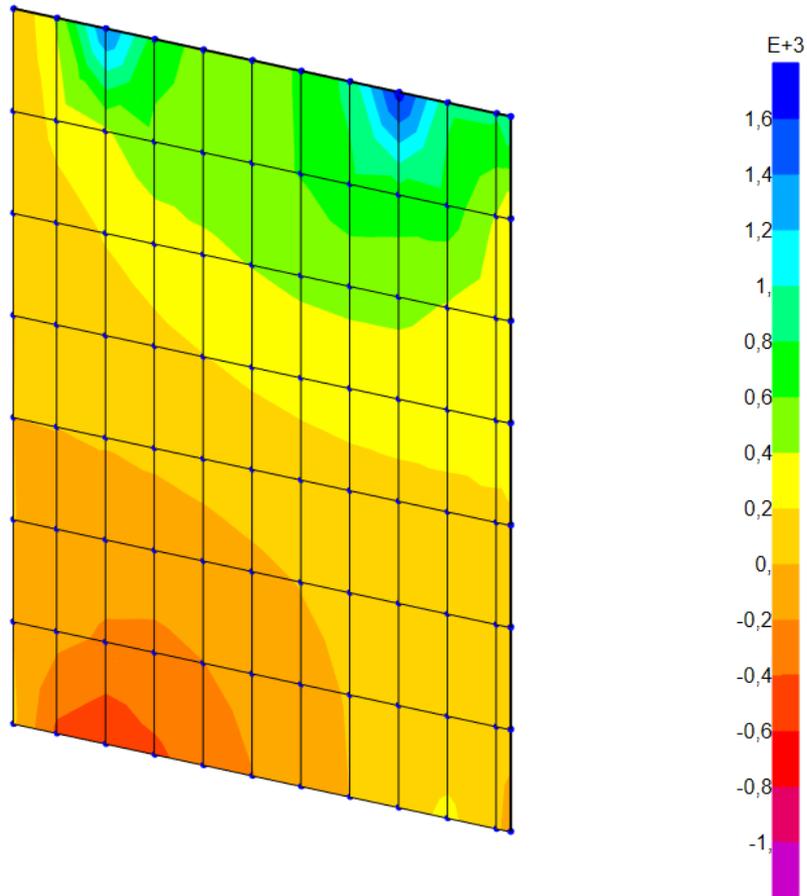


Diagramma dei momenti M11

6.1.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	19,01	9
			2	19,01	221

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

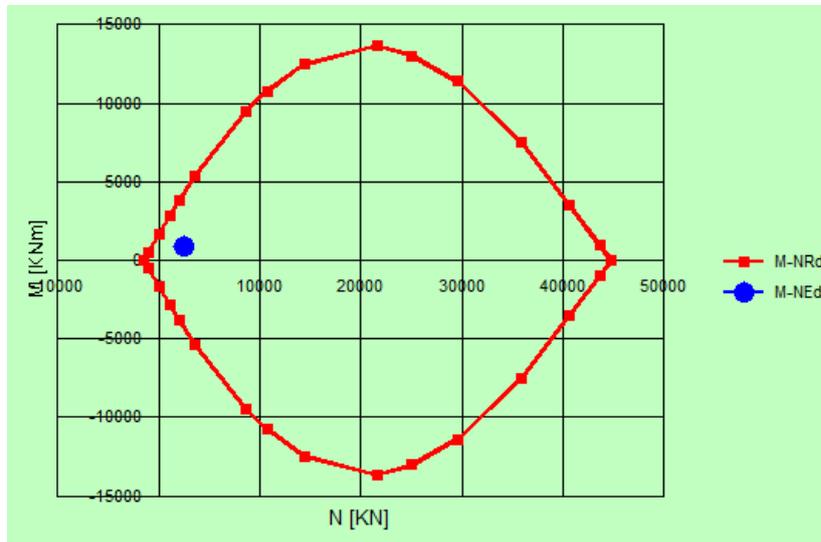
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso



6.1.1.2 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V _{Ed}	260.00	kN
N _{Ed}	0	kN
R _{ck}	40	N/mm ²
f _{ck}	33.2	N/mm ²
γ _c	1.5	
f _{cd}	18.8	
b _w	1000	mm

h	2300	mm
c	90	mm
d	2210	mm
f	20	mm
n°	5	
A _{sl}	1570.00	mm ²
ρ_l	0.001	
σ_{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.3008	
V _{min}	0.2992	
	459.21	kN
	661.24	kN
V _{rd}	661.24	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

6.1.1.3 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione – Direzione 1 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	341.60	0.00	0.00	528.80	0.00
2	54.80	0.00	0.00	-200.60	0.00
3	491.60	0.00	0.00	222.30	0.00
4	-484.30	0.00	0.00	-116.20	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-1.12	0.00	267.79	-3.89
2	-0.56	0.00	77.74	-4.50
3	5.51	0.00	223.87	89.09
4	-0.33	-0.08	-1.38	-4.81

Parametri di sollecitazione – Direzione 2 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-440.20	0.00	0.00	388.30	0.00
2	403.00	0.00	0.00	-249.00	0.00
3	1031.20	0.00	0.00	229.40	0.00
4	-477.10	0.00	0.00	106.20	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-0.79	0.00	11.55	-10.81
2	2.51	0.00	168.40	43.63
3	13.89	0.00	328.75	213.80
4	-0.32	-0.09	-1.48	-4.59

Verifica a taglio elastico:

Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100

Altezza h (cm)	230
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	9
sezione reagente a taglio (cm ²)	22130
T (kN)	352.00
τ_c (N/mm ²)	0.16

 $\leq f_{cE} = 1.08$

6.1.1.1 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C32/40

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

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$A_{traz} := 19 \text{ cm}^2$$

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

$$h := 230 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 225 \text{ cm}$$

$$n := 15$$

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

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

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

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,0152$$

$$k_t := 0,6$$

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

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

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0000828699$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 24,47 \text{ cm}$$

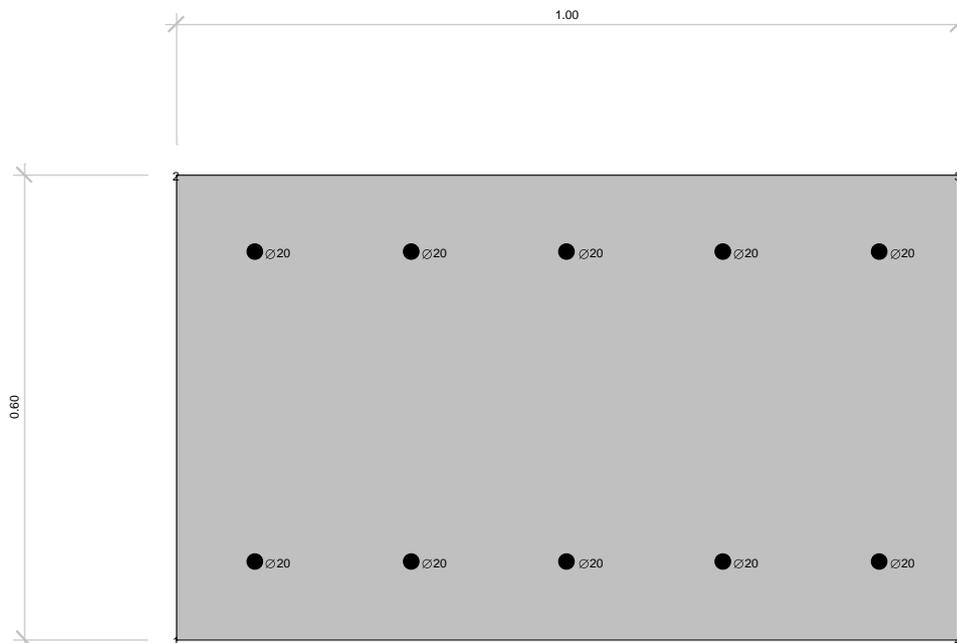
$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,03 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

6.1.2 MURI DI RISVOLTO

6.1.2.1 ARMATURA ADOTTATA

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	60.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	5 Φ 20/m	= 15.70
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	5 Φ 20/m	= 15.70
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



6.1.1 VERIFICHE PORZIONE INFERIORE RISVOLTO

6.1.1.1 Distribuzione dei momenti

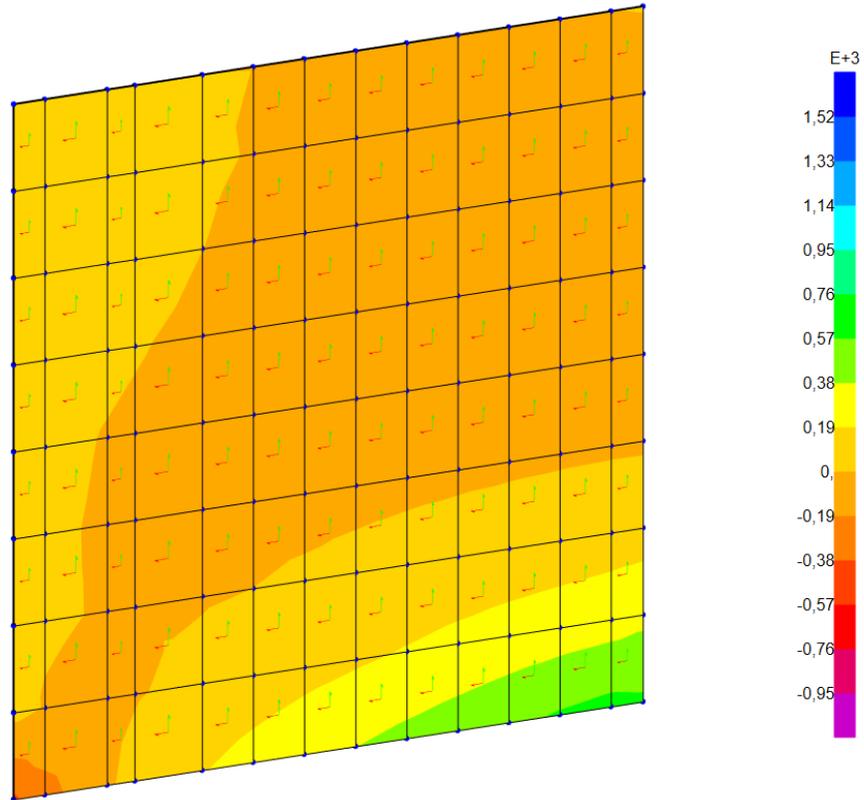


Diagramma momenti M22

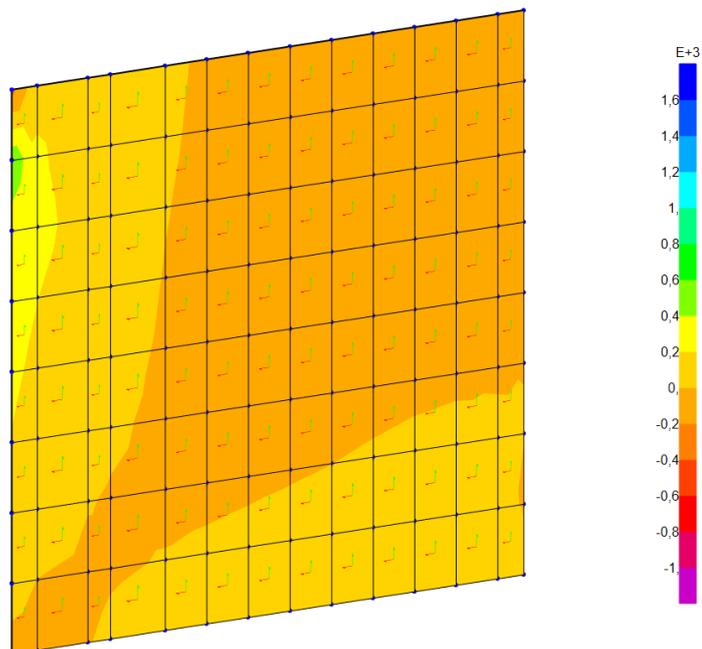


Diagramma dei momenti M11

6.1.1.2 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	135.00	kN
N_{Ed}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1.5	
f_{cd}	18.8	
b_w	1000	mm
h	600	mm
c	90	mm
d	510	mm
f	20	mm
n°	5	
A_{sl}	1570.00	mm ²
ρ_l	0.003	
σ_{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.6262	
V_{min}	0.4182	
	215.98	kN
	213.29	kN
V_{rd}	215.98	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

6.1.1.3 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione – Direzione 1 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-74.00	0.00	0.00	41.00	0.00
2	-98.10	0.00	0.00	-31.20	0.00
3	166.60	0.00	0.00	9.50	0.00
4	-109.00	0.00	0.00	-25.20	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-1.28	0.00	34.35	-8.48
2	-0.91	0.00	14.91	-7.96
3	2.02	0.00	68.15	37.91
4	-0.69	0.00	6.16	-7.02

Parametri di sollecitazione – Direzione 2 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	659.60	0.00	0.00	55.20	0.00
2	138.80	0.00	0.00	-24.30	0.00
3	670.70	0.00	0.00	29.40	0.00
4	-395.10	0.00	0.00	-11.10	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	5.21	0.00	297.81	122.10
2	-0.42	0.00	81.81	11.33
3	9.55	0.00	260.28	166.70
4	-0.78	-0.44	-7.48	-10.83

Verifica a taglio elastico:

Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	60
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	9
sezione reagente a taglio (cm ²)	5130
T (kN)	76.00
τ_c (N/mm ²)	0.15

 $\leq f_{cE} = 1.08$

6.1.1.1 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C32/40

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

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

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

$$h := 60 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 55 \text{ cm}$$

$$\Phi := 20 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 22 \text{ cm}$$

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

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

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,0128$$

$$k_t := 0,6$$

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

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

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0002181495$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 25,62 \text{ cm}$$

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

6.1.2 PLATEA DI FONDAZIONE

6.1.2.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

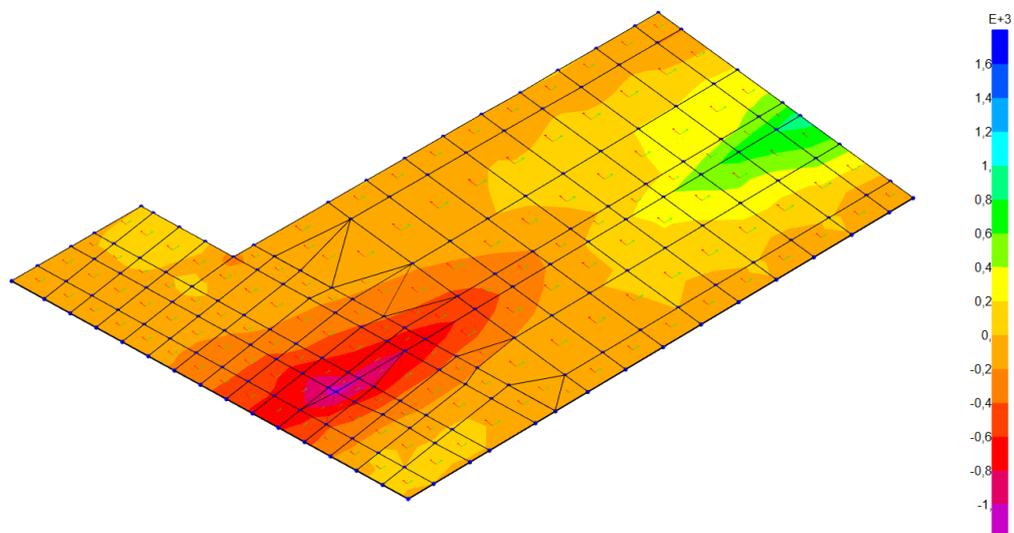


Diagramma dei momenti M11

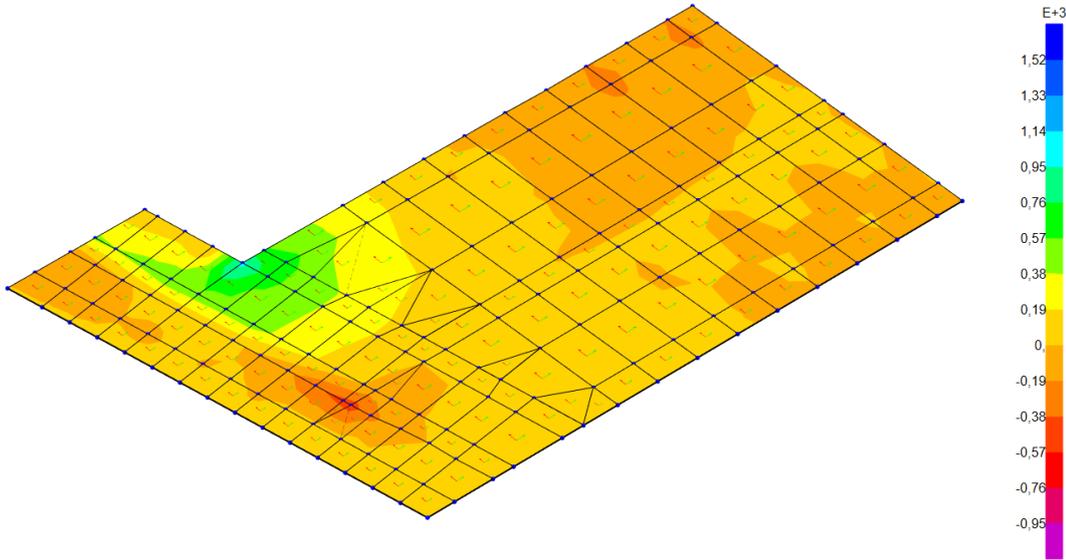


Diagramma dei momenti M22

6.1.1 VERIFICHE PLATEA

6.1.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26,55	9
2	6,28	75
3	26,55	141

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali

B450C		C32/40	
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}	18,81
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

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

Calcola MRd **Dominio M-N**

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

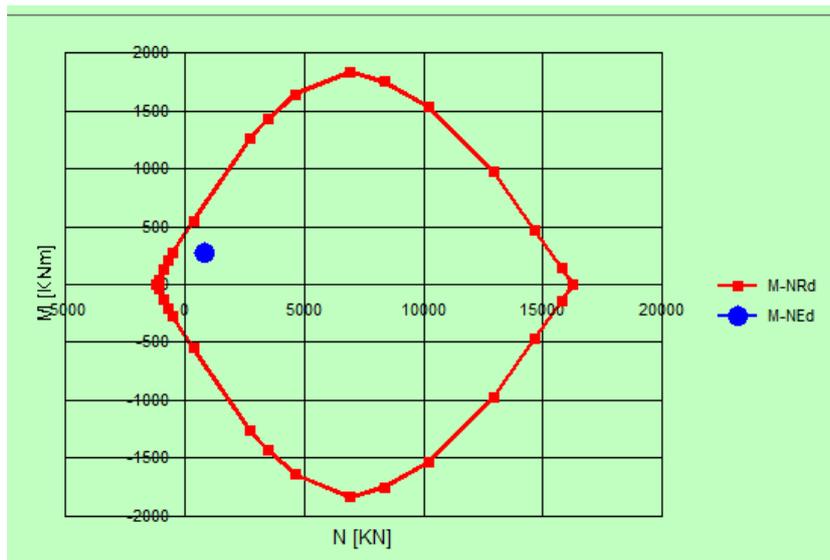
d cm

x x/d δ

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

Precompresso



6.1.1.1 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C25/30

$$f_{ctm} := 2,56 \frac{N}{mm^2}$$

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

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

$$h := 150 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 141 \text{ cm}$$

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

$$n := 15$$

$$x := 41 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left(\begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) = 22,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 2250 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6,36 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,012$$

$$k_t := 0,6$$

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

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

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0000111559$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 36,33 \text{ cm}$$

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

6.1.2 VERIFICHE MICROPALI

Le verifiche strutturali a SLU (pressoflessione e taglio) dei micropali vengono svolte in campo elastico e tenendo conto del solo contributo del tubo in acciaio secondo la seguente formula prevista dalla normativa:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

Per le verifiche utilizzano i seguenti dati:

Micropali della platea del paraghiaia:

Diametro palo - perforazione	$\phi =$	30,00	cm	
Area palo	$A_p =$	$\pi \phi^2 / 4 =$	706.5	cm^2
Armatura - tubo Fe510	$A_a =$	$\phi 193.7\text{mm}$	13200	mm^2
Modulo di resistenza - tubo	$W =$	497000	mm^3	

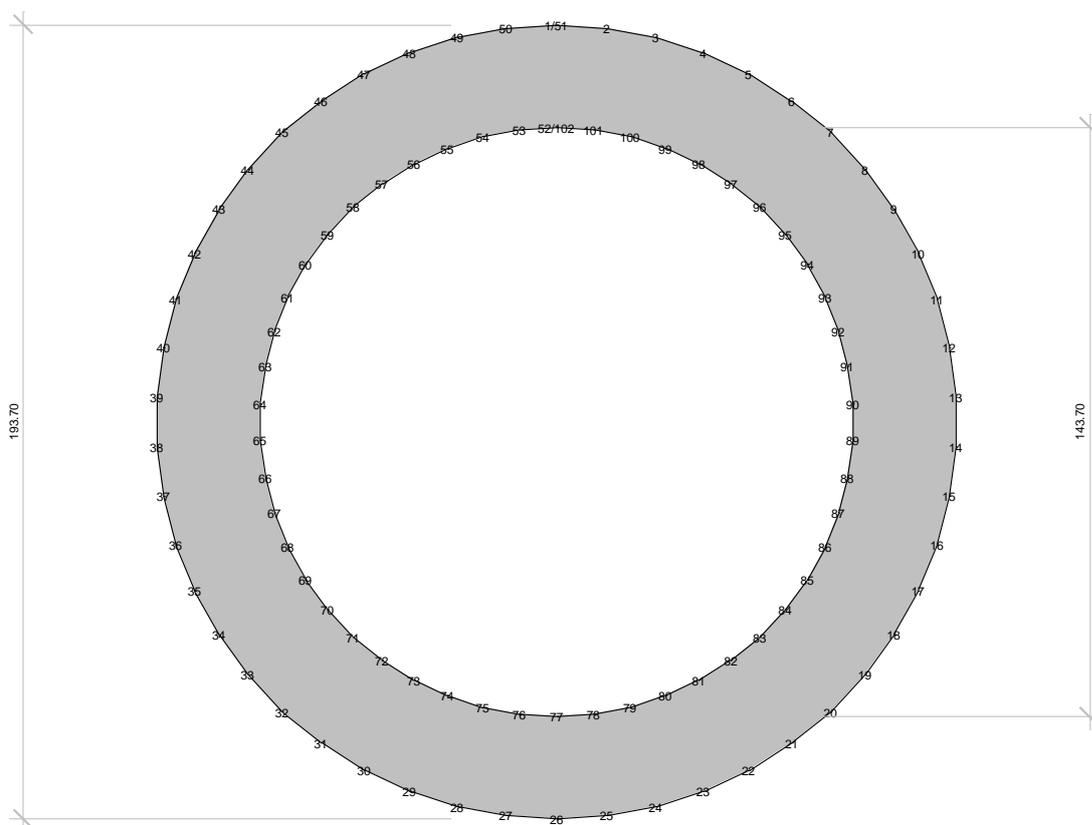
Spessore - tubo	s=	25	mm	
-----------------	----	----	----	--

Micropali di consolidamento del fusto esistente, del fusto nuovo e dei risvolti:

Diametro palo - perforazione	$\phi=$	24,00	cm	
Area palo	$A_p=$	$\pi\phi^2/4=$	452.16	cm ²
Armatura - tubo (Fe510)	$A_a=$	$\phi 177.8\text{mm}$	9910	mm ²
Modulo di resistenza - tubo	$W=$	353000	mm ³	
Spessore - tubo	s=	20	mm	

6.1.2.1 Micropali di fondazione della platea del paraghiaia

6.1.2.1.1 Geometria adottata per le verifiche



6.1.2.1.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{\max}	σ_{\min}	τ_{\max}	σ_{ideale}
-33.23	6.02	1.80	M2max	202	9.59	-14.63	0.27	14.64
-30.48	21.86	25.17	M2min	204	41.67	-46.29	3.81	46.76
-79.77	38.34	42.85	M3max	64	71.10	-83.19	6.49	83.94

-16.64	23.67	27.13	M3min	204	46.36	-48.89	4.11	49.40
-16.37	22.42	25.89	Pmin Comp.	204	43.86	-46.34	3.92	46.84
-85.26	3.21	4.57	Pmax Comp.	61	0.01	-12.93	0.69	12.98
-79.77	38.34	42.85	smax	64	71.10	-83.19	6.49	83.94
-30.76	22.99	25.17	smin	204	43.93	-48.59	3.81	49.03

-81.14	0.24	42.85	V2max	64	-5.67	-6.62	6.49	13.05
-31.85	0.85	25.17	V3max	204	-0.70	-4.13	3.81	7.79

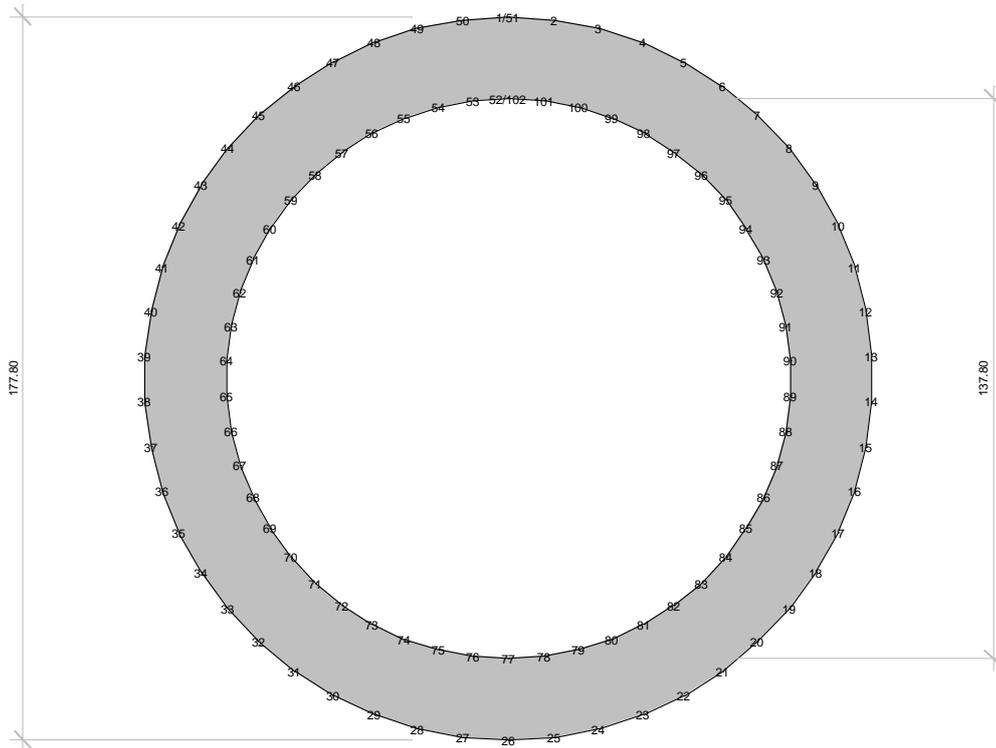
6.1.2.1.3 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - sly

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-80.45	95.02	106.26	M2max	64	185.09	-197.28	16.10	199.24
-15.04	45.15	50.09	M2min	204	89.70	-91.98	7.59	92.91
-133.06	161.08	181.28	M3max	64	314.02	-334.18	27.47	337.55
48.44	75.80	86.58	M3min	204	156.18	-148.84	13.12	157.82
48.81	75.34	86.25	Pmax Traz.	196	155.28	-147.88	13.07	156.92
-137.66	13.57	19.41	Pmax Comp.	67	16.87	-37.73	2.94	38.07
-133.06	161.08	181.56	smax	64	314.02	-334.18	27.51	337.56
48.22	76.29	106.46	smin	204	157.15	-149.84	16.13	159.61

-134.08	2.20	181.56	V2max	64	-5.73	-14.59	27.51	49.83
-81.47	0.81	106.46	V3max	64	-4.55	-7.80	16.13	29.00

6.1.2.2 Micropali consolidamento del fusto esistente

6.1.2.2.1 Geometria adottata per le verifiche



6.1.2.2.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

N	M	T		descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-100.28	15.29	16.86		M2max	818	33.20	-53.44	3.40	53.77
-74.30	12.05	12.80		M2min	2665	26.63	-41.62	2.58	41.86
-101.27	26.88	29.34		M3max	2755	65.92	-86.36	5.92	86.97
-77.02	15.83	16.84		M3min	818	37.06	-52.61	3.40	52.93
-51.89	2.17	2.21		Pmin Comp.	848	0.91	-11.38	0.45	11.41
-125.19	0.30	0.60		Pmax Comp.	2758	-11.78	-13.48	0.12	13.48
-101.27	26.88	29.34		smax	2755	65.92	-86.36	5.92	86.97
-98.86	14.78	16.86		smin	818	31.90	-51.85	3.40	52.19

-101.27	26.88	29.34		V2max	2755	65.92	-86.36	5.92	86.97
-100.28	15.29	16.86		V3max	818	33.20	-53.44	3.40	53.77

6.1.2.2.3 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv

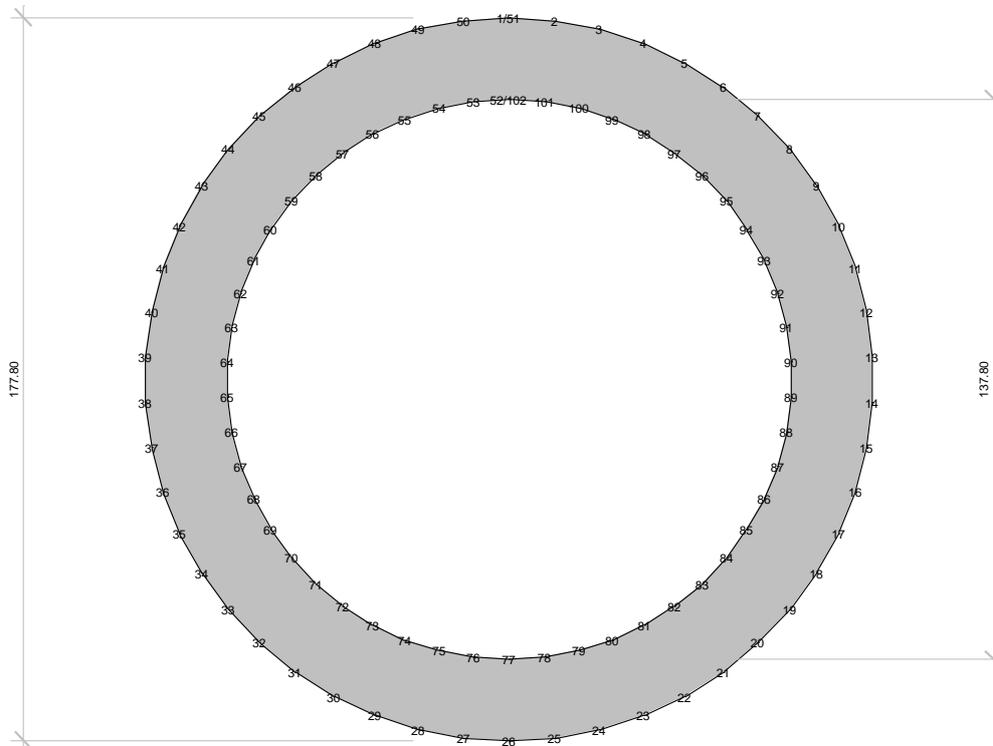
N	M	T		descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
---	---	---	--	-------------	----------	----------------	----------------	--------------	-------------------

-61.64	53.53	57.26	M2max	818	145.43	-157.87	11.56	159.14
-70.38	52.22	55.44	M2min	2680	140.82	-155.03	11.19	156.23
-34.64	114.54	124.96	M3max	2710	320.99	-327.98	25.22	330.87
-94.67	40.83	45.71	M3min	818	106.12	-125.23	9.23	126.24
-23.44	65.60	72.28	Pmin Comp.	818	183.48	-188.21	14.59	189.90
-102.87	1.86	4.45	Pmax Comp.	821	-5.12	-15.64	0.90	15.72
-33.28	113.71	125.26	smax	2695	318.77	-325.49	25.28	328.42
-94.67	40.83	55.65	smin	818	106.12	-125.23	11.23	126.73

-35.77	10.57	125.26	V2max	2710	26.32	-33.54	25.28	55.15
-71.51	3.33	55.65	V3max	2680	2.21	-16.64	11.23	25.60

6.1.2.3 Micropali di fondazione del fusto nuovo e dell'accenno di risvolto – lato destro

6.1.2.3.1 Geometria adottata per le verifiche



6.1.2.3.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-80.09	9.46	10.47	M2max	2872	18.71	-34.87	2.11	35.06
-79.74	10.63	11.32	M2min	2827	22.06	-38.15	2.28	38.36
-85.41	26.67	29.18	M3max	2902	66.94	-84.18	5.89	84.80

-88.46	7.31	4.80	M3min	2903	11.79	-29.64	0.97	29.69
-42.81	10.09	11.24	Pmin Comp.	2902	24.25	-32.89	2.27	33.12
-175.33	0.00	0.00	Pmax Comp.	2870	-17.69	-17.69	0.00	17.69
-85.41	26.67	29.18	smax	2902	66.94	-84.18	5.89	84.80
-156.45	7.22	10.47	smin	2858	4.66	-36.23	2.11	36.42

-85.41	26.67	29.18	V2max	2902	66.94	-84.18	5.89	84.80
-80.09	9.46	10.47	V3max	2872	18.71	-34.87	2.11	35.06

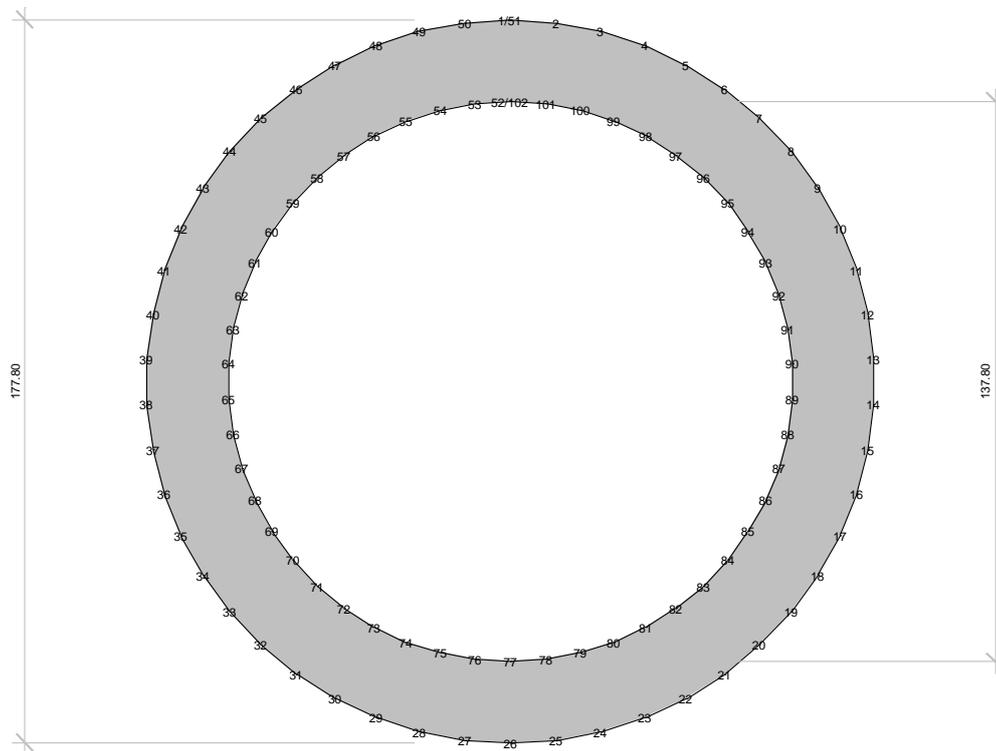
6.1.2.3.3 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-10.66	61.31	65.97	M2max	2872	172.60	-174.75	13.31	176.27
-76.65	51.42	54.73	M2min	2827	137.93	-153.40	11.05	154.59
46.99	111.75	122.26	M3max	2902	321.33	-311.84	24.67	324.16
53.47	37.69	42.62	M3min	2857	112.16	-101.37	8.60	113.14
74.05	105.22	115.41	Pmax Traz.	2872	305.55	-290.61	23.29	308.20
-247.69	0.00	0.22	Pmax Comp.	2840	-24.99	-24.99	0.04	24.99
48.27	110.50	122.56	smax	2902	317.90	-308.16	24.74	320.77
-171.25	37.97	54.94	smin	2872	90.29	-124.85	11.09	126.32

45.86	10.66	122.56	V2max	2902	34.82	-25.56	24.74	55.21
-77.78	3.42	54.94	V3max	2827	1.83	-17.53	11.09	26.00

6.1.2.4 Micropali di fondazione del fusto nuovo e dell'accenno di risvolto – lato sinistro

6.1.2.4.1 Geometria adottata per le verifiche



6.1.2.4.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

N	M	T		descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-89.84	19.63	21.19		M2max	3097	46.55	-64.68	4.28	65.10
-70.63	7.97	5.02		M2min	3098	15.46	-29.71	1.01	29.77
-105.98	7.88	4.94		M3max	3113	11.64	-33.03	1.00	33.08
-102.93	28.02	30.96		M3min	3112	69.00	-89.77	6.25	90.42
-38.45	20.30	22.56		Pmin Comp.	3097	53.61	-61.37	4.55	61.88
-172.75	0.06	0.14		Pmax Comp.	3059	-17.26	-17.61	0.03	17.61
-95.70	7.32	30.96		smax	3157	11.07	-30.38	6.25	32.25
-159.86	26.59	21.19		smin	3052	59.19	-91.46	4.28	91.76

-102.93	28.02	30.96		V2max	3112	69.00	-89.77	6.25	90.42
-89.84	19.63	21.19		V3max	3097	46.55	-64.68	4.28	65.10

6.1.2.4.3 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv

N	M	T		descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
---	---	---	--	-------------	----------	----------------	----------------	--------------	-------------------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0104001	A	61 di 65

-133.95	51.81	55.51	M2max	3067	133.27	-160.30	11.20	161.47
-67.95	43.15	45.73	M2min	3127	115.38	-129.09	9.23	130.07
46.32	71.19	78.74	M3max	3127	206.34	-196.99	15.89	208.17
-161.90	41.13	46.02	M3min	3127	100.19	-132.86	9.29	133.83
89.07	39.65	45.65	Pmax Traz.	3052	121.30	-103.33	9.21	122.35
-229.01	0.12	0.48	Pmax Comp.	2969	-22.77	-23.45	0.10	23.45
46.32	71.19	79.05	smax	3127	206.34	-196.99	15.95	208.18
-161.90	41.13	54.74	smin	3127	100.19	-132.86	11.05	134.23

45.19	7.79	79.05	V2max	3127	26.62	-17.50	15.95	38.37
-143.52	3.95	54.74	V3max	3097	-3.31	-25.66	11.05	32.01

7 PORTANZA 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:

1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).
2. Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).

Si prevede una lunghezza dei micropali di fondazione del paraghiaia e di consolidamento del fusto esistente pari a $L=20.00m$, mentre per il fusto di nuova costruzione e per la fondazione dei risvolti la lunghezza è prevista di $22.00m$.

Si assumono i seguenti parametri del terreno:

da quota $0.00m$ a quota $-30.00m$ scisto alterato

Peso di volume γ_t	20 kN/m ³
Angolo di attrito Φ	35
Coesione c	0 N/mm ²
$q_{s,lim}$	160 kPa
$q_{b,lim}$	6000 kPa

Si riportano di seguito i massimi valori degli sforzi assiali sui micropali della spalla per le combinazioni di carico più significative.

Micropali con perforazione $\phi 240mm$, $L=22.00m$.

Micropali di fondazione del fusto nuovo e accenno di risvolto – lato sinistro

N	M	descrizione	elemento
-156.22	0.00	Pmax Comp.	3065

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato destro

N	M	descrizione	elemento
-240.50	0.00	Pmax Comp.	2840

Si esegue la verifica di portanza relativa ai pali sotto al risvolto destro per la combinazione SLU, che risulta essere la più gravosa. La tabella di verifica è riportata di seguito.

CALCOLO PORTANZA PALO FONDAZIONE

Palo lunghezza 22m e diametro $d_p := 0,24 \text{ m}$

Dalla relazione geologica si possono desumere i seguenti parametri geotecnici:

-STRATIGRAFIA A: (profondità 0-2m) altezza strato 1 $h_1 := 22 \text{ m}$

$\gamma_1 := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ peso specifico terreno

$\gamma_{s1} := 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ 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: $L_p := 22 \text{ m}$

-Diametro palo: $d_p := 0,24 \text{ m}$

Il palo sarà realizzato con una quota della testa palo pari a -1.5m dal P.C.

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}

$$\sigma'_{vL} := \gamma_1 \cdot h_1 = 4,3149 \cdot 10^5 \text{ Pa}$$

$$\sigma'_{vL} = 431,4926 \text{ kPa}$$

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:

$$\frac{L_p}{d_p} = 91,67 \quad \text{maggiore di } 50 \quad \text{quindi si assume } N_q := 42$$

$$\phi := \frac{(\phi_1 + 40)}{2} \quad \phi = 37,5$$

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:

$$R_p := 3,14 \cdot \left(\frac{d_p}{2}\right)^2 \cdot N_q \cdot \sigma'_{vL} \quad \boxed{R_p = 819,4355 \text{ kN}}$$

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

- $\xi_3 := 1,50$ n°5 indagini effettuate
- $\gamma_b := 1,15$ coefficiente parziale per resistenza alla base pali infissi

si ottiene: $R_{pb} := \frac{R_p}{\xi_3 \cdot \gamma_b} \quad \boxed{R_{pb} = 475,04 \text{ kN}}$

8 CONFRONTO CARICHI AGENTI SULLE SPALLE ESISTENTI

Di seguito vengono analizzati i carichi permanenti agenti sulle spalle esistenti nella situazione attuale e di progetto, al fine di supportare la scelta fatta di non verificare la resistenza della spalla esistente.

I risultati di tale verifica evidenziano che i carichi permanenti nella situazione di progetto risultano minore rispetto allo stato attuale, confermando pertanto la scelta progettuale eseguita.

Area Trave CAP=0,2168 m²

Peso singola trave CAP=95,9 KN

Nello stato attuale sono presenti 22 travi, il peso totale delle travi che insistono su una spalla risulta quindi di 1054,9 kN

Peso soletta insistente su una spalla=1619,6kN

Quindi sommando i due pesi sopracitati otteniamo un carico di 2674,45 kN



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0104001	A	65 di 65

I carichi relativi ai pesi permanenti del nuovo impalcato agente sulla spalla esistente risulta =842kN.

In considerazione dei calcoli sopra effettuati si può evidenziare che il peso proprio dell'impalcato nella fase di progetto risulta minore di quello attuale; di conseguenza le masse sollecitate a seguito dell'azione sismica sono minori con una riduzione dell'impegno strutturale sotto tali effetti.

La presenza degli appoggi in neoprene garantisce una maggiore rigidità trasversale che ottimizza la distribuzione delle azioni sugli appoggi.

A seguito di tali considerazioni si può confermare che la scelta progettuale adottata di utilizzare le spalle esistenti anche nella situazione modificata risulta strutturalmente ammissibile.