

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

NW02 - SOTTOPASSO S.C. CASON - LATO MODENA

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 2 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. Peregò Sett 2021



File: IN1010D26CLNW0204001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
1.1	ASPETTI GENERALI	5
2	MATERIALI	8
2.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	8
2.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	9
2.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	9
2.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	10
2.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	10
2.6	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	10
2.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	11
2.8	ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	11
2.9	COPRIFERRI	12
3	CALCOLO DELLA STRUTTURA	12
3.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	12
3.1.1	SPALLA	12
3.2	DATI PER ANALISI SISMICA	14
3.3	ELENCO DATI	15
3.3.1	DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE	15
3.3.2	DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI	15
3.3.3	DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE	16
3.3.4	DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO	17
3.3.5	DATI RELATIVI AL TERRENO	17
3.4	AZIONI	18

3.4.1	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	18
3.4.1.1	Carichi in corrispondenza degli appoggi	18
3.4.1.2	Carichi permanenti	18
3.4.1.3	Carichi accidentali	19
3.4.1.4	Azione di frenamento	19
3.4.1.5	Azione centrifuga	20
3.4.1.6	Azione del vento	20
3.4.1.7	Azione sismica	21
3.4.1.8	Azione di attrito	22
3.4.2	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	22
3.4.2.1	Peso proprio	22
3.4.2.2	Azione del vento	22
4	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	23
4.1	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	23
4.1.1	VERIFICHE SOLETTA	23
4.1.1.1	Distribuzione dei momenti	23
4.1.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione	25
4.1.1.2	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	27
4.1.1.3	Verifiche in campo elastico (sisma)	27
4.1.1.1	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	28
4.1.2	VERIFICHE MICROPALI	29
4.1.2.1	Micropali consolidamento del fusto esistente	30
4.1.2.1.1	Geometria adottata per le verifiche	30
4.1.2.1.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	30
4.1.2.1.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	30
5	PORTANZA PALI	31
6	CONFRONTO CARICHI AGENTI SULLE SPALLE ESISTENTI	34

1 PREMESSA

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, la presente relazione di calcolo fa riferimento alle opere di sostegno e fondazione dell'intervento di allargamento del ponte di sovrappasso di Via Cason.

1.1 ASPETTI GENERALI

Nel presente documento verrà affrontato il calcolo delle sollecitazioni trasmesse e le corrispondenti verifiche delle strutture costituenti le spalle.

La verifica di resistenza viene eseguita solamente sulla porzione esterna di spalla esistente da mantenere, 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.

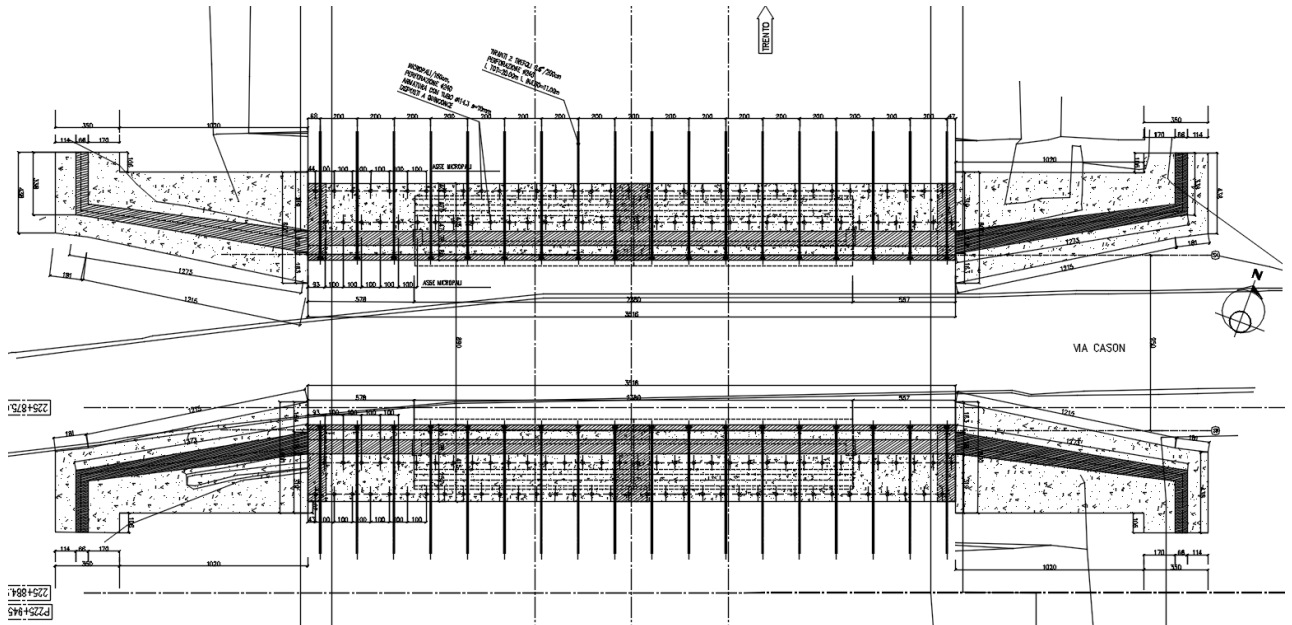


Figura 1.1 Pianta impalcato

SEZIONE LONGITUDINALE 1:100
(IN RETTO IMPALCATO)

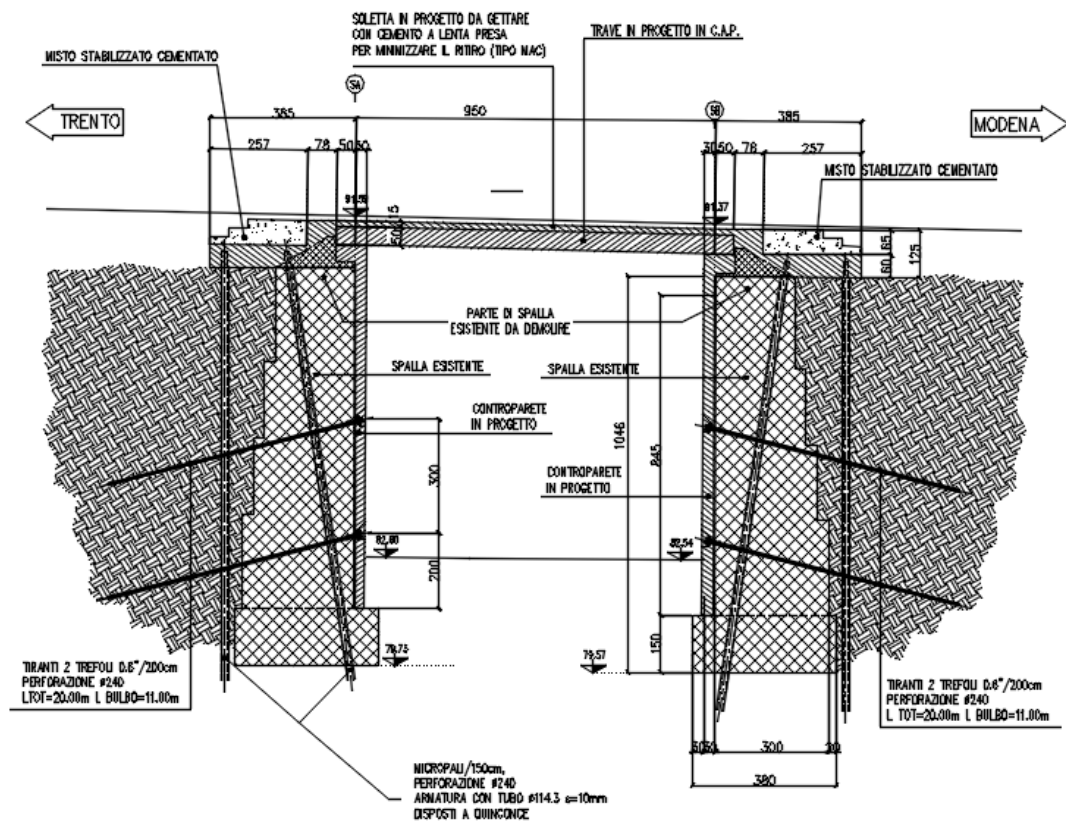


Figura 1.2 Sezione longitudinale
SEZIONE TRASVERSALE TIPICA 1:100
(IN RETTO IMPALCATO)

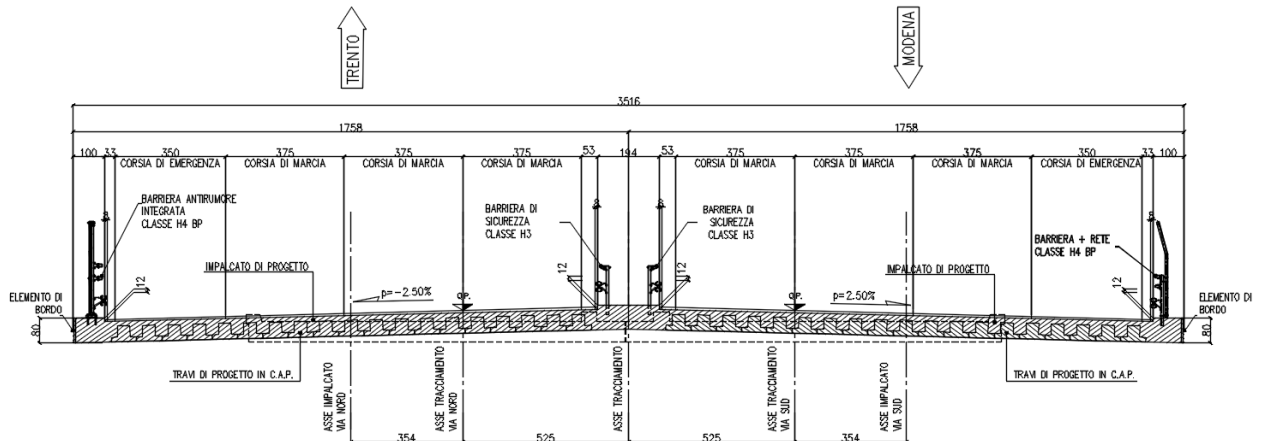


Figura 1.3 Sezione trasversale impalcati

2 MATERIALI

2.1 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 ^a , 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 $\phi < 800$ mm PALI $\phi > 800$ 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

2.2 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

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

2.3 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 ≥ 30 N/mm², 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

2.4 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

2.5 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: $f_{ctE} = 0.5 \cdot f_{ctk}$.

2.6 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

2.7 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

2.8 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

2.9 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

3 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.

3.1 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.

3.1.1 SPALLA

Per quanto riguarda la modellazione della porzione nuova di spalla si è presa in considerazione una nuova soletta in testa al fusto di spalla. Il muro esistente, assieme alle file di micropali sono stati schematizzati mediante link, con una rigidezza k sotto riportata.

Calcolo rigidezza micropali:

$$E_c := 31447,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Calcestruzzo C 25 / 30}$$

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

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

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

RIGIDEZZA MICROPALI

$$K := \frac{E_c \cdot A_{PALO}}{L} = 71131,891 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo della rigidezza muro esistente:

$$E_c := 30000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$L := 10 \text{ m} \quad \text{altezza muro esistente}$$

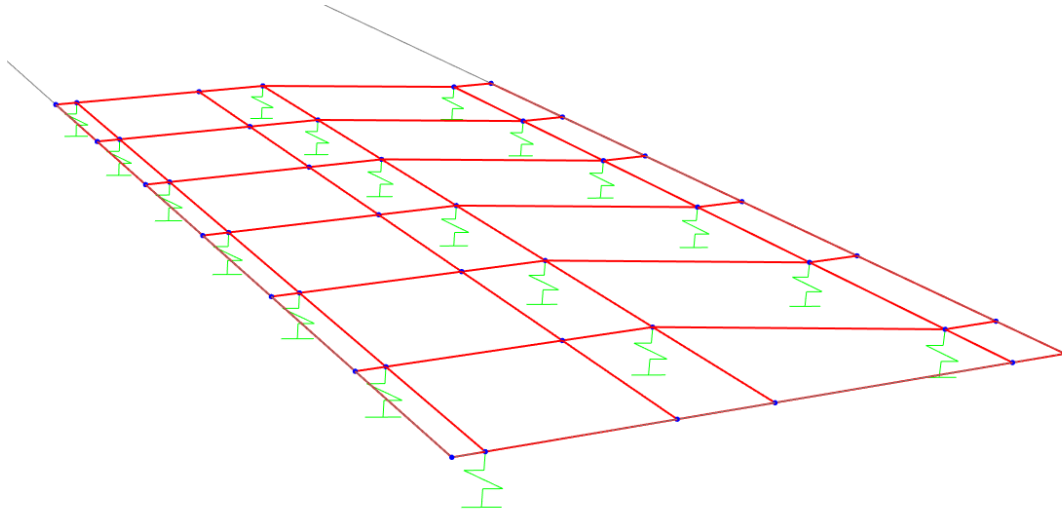
$$b_{muro} := 2,4 \text{ m} \quad s := 1 \text{ m}$$

$$A_{muro} := b_{muro} \cdot s = 2,4 \text{ m}^2$$

RIGIDEZZA MURO ESISTENTE

$$K := \frac{E_c \cdot A_{muro}}{L} = 7200000 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nella figura sottostante si riporta la schematizzazione del modello in sap2000 della soletta larga 3.85m da eseguire sopra il muro esistente. In particolare la soletta è stata schematizzata come shell con spessore pari a 60cm, le rigidezze dei pali e del muro esistente sono state modellate sotto forma di link.



A favore di sicurezza è stato considerato solamente la porzione aggiuntiva realizzata al di sopra della spalla esistente, ipotizzando la struttura esistente come mero appoggio della nuova struttura; questa assunzione è avvalorata dal fatto che il muro esistente è realizzato a gravità quindi resistente solamente a carichi verticali. Lo schema statico adottato con i relativi vincoli confermano tale tesi facendo scaricare sul muro solamente le azioni verticali.

3.2 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.

3.3 ELENCO DATI

3.3.1 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
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (str)		1.00
ζ (perm)		1.00
spessore pavimentazione	(m)	0.12
peso pavimentazione	(kN/m ²)	3.00
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (perm)		1.00

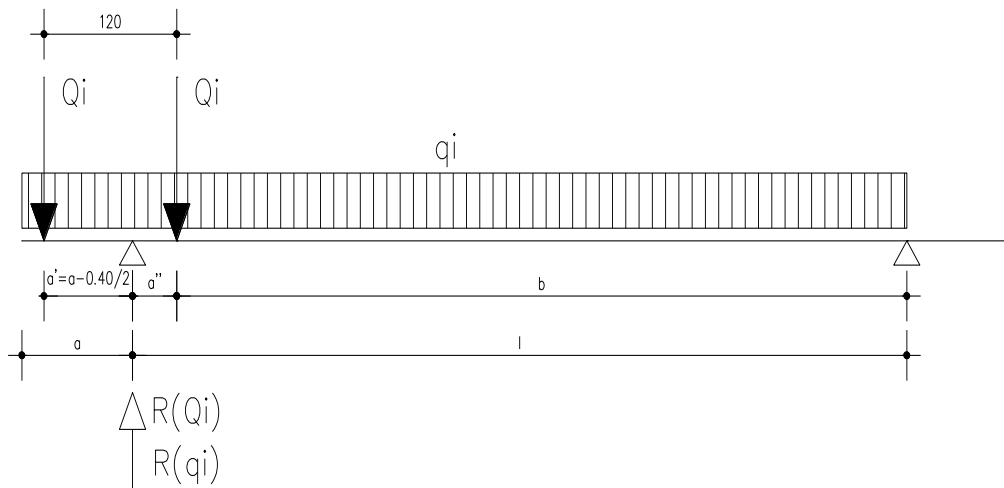
3.3.2 DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI

larghezza colonne di carico	(m)	3.00
Lunghezza colonna Qi per sovraccarico terrapieno	(m)	2.20
<i>Dati per reazione appoggio trave semplicemente appoggiata</i>		
Qi (carico concentrato) - valore unitario	(kN)	100.00
qi (carico distribuito) - valore unitario	(kN/m ²)	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

$\zeta(Q)$	1.00
$\zeta(q)$	1.00
$\zeta(F)$	1.00



3.3.3 DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE

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

Comune	Verona
Latitudine	45.4351
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

3.3.4 DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO

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 2008)

	(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
--	-----	----

3.3.5 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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0204001	A	18 di 34

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 Qi (su impronta 3.00x2.20m)	kN	1200.00
Carico qi (su impronta 3.00x2.20m)	kN	92.40
Carico Totale	kN	1292.40

Larghezza totale colonne+diffusione	(m)	13.73
Lunghezza totale colonne Qi+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

3.4 AZIONI

3.4.1 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

3.4.1.1 Carichi in corrispondenza degli appoggi

Le azioni provenienti dalle 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:

$$R_z = 457 \text{ kN}$$

$$R_x = 256 \text{ kN}$$

$$R_y = 144 \text{ kN}$$

3.4.1.2 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	
Struttura Impalcato (P.str.imp)	(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

3.4.1.3 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)	sul traverso di testata	
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	- kN/m 23.52 C2)
5° Colonna q _{5k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	kN	- kN/m 23.52 C2)
6° Colonna q _{6k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	kN	- kN/m 23.52 C2)
7° Colonna q _{7k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	kN	- kN/m 23.52 C2)
8° Colonna q _{8k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	kN	- kN/m 23.52 C2)
9° Colonna q _{9k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	kN	- kN/m 23.52 C2)
10° Colonna q _{10k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)	kN	- kN/m 23.52 C2)

3.4.1.4 Azione di frenamento

AZIONE DI FRENAMENTO	(q3)	Tipo di appoggio	
Lunghezza della zona caricata L	m 19.11	Appoggio Fisso solo su questa Spalla	kN
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):	1		205.80 F)
Frenatura totale (cap.5.1.3.5 DM2018)	kN 411.60		17.44 F)
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):	si		

forza applicata a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+X)

Squilibrio applicato a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+Z)

L'impalcato trasmette questa azione alla spalla tramite gli appoggi.

3.4.1.5 Azione centrifuga

AZIONE CENTRIFUGA

raggio di curvatura

(q4)

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 pavimentazione.

3.4.1.6 Azione del vento

Come prescritto nel § 5.1.3.7 (Azioni di Neve, Vento: q5) del D.M. del 17/01/2018 (Norme tecniche per le costruzioni), per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b C_e C_p C_d \quad (3.3.2)$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

C_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

Si è fatta una prima analisi confrontando la pressione cinetica determinata con i criteri del DM del 17/01/2018, considerando un coefficiente di forma relativo alle travi ad anima piena e reticolari multiple (§ 3.3.10.4.2), con i criteri suggeriti dalle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" emanate dal CNR del 17 gennaio 2008. Da tale confronto sono risultate pressioni del vento inferiori a quelle indicate nel DM 4 maggio 1990 (aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali), pertanto, a favore di sicurezza, si assume un carico pari a 2.50 kN/m².

AZIONE DEL VENTO (D.M. 17/01/2018)
(q5)

Pressione Vento	kN/m ²	2.50	
Lung. di afferenza vento Impalcato	m	9.38	
Azione vento afferente alla spalla	kN/m	23.45	I-L) H-L)

3.4.1.7 Azione sismica

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

Azioni orizzontali trasmesse alla spalla in condizione sismica:

AZIONE SISMICA		(q6)					
	kh		0.260	<i>Tipo di appoggio</i>		sul traverso di testata	
	kv		0.000	In Neoprene			
				N		F _{sl} (kN/m)	
<i>Sisma totale in senso longitudinale</i>	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)	
<i>Sisma totale in senso trasversale</i>	F _{st}	kN	1310.97	Quota di sisma Trasv. afferente alla spalla	(+Y)	35.31	N3)
agente sopra quota appoggi:	h _{Fst}	m	1.20	Calcola Coefficiente afferenza e scrivi			

0.5

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

3.4.1.8 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)

3.4.2 AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

3.4.2.1 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 rigidezza, il peso proprio degli elementi costituenti la spalla è applicato in automatico dal programma di calcolo, assumendo come peso specifico dell'elemento calcestrutto il valore:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^2$$

3.4.2.2 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

4 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

4.1 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

4.1.1 VERIFICHE SOLETTA

4.1.1.1 Distribuzione dei momenti

Vengono riportati i diagrammi dei momenti relative alla soletta:

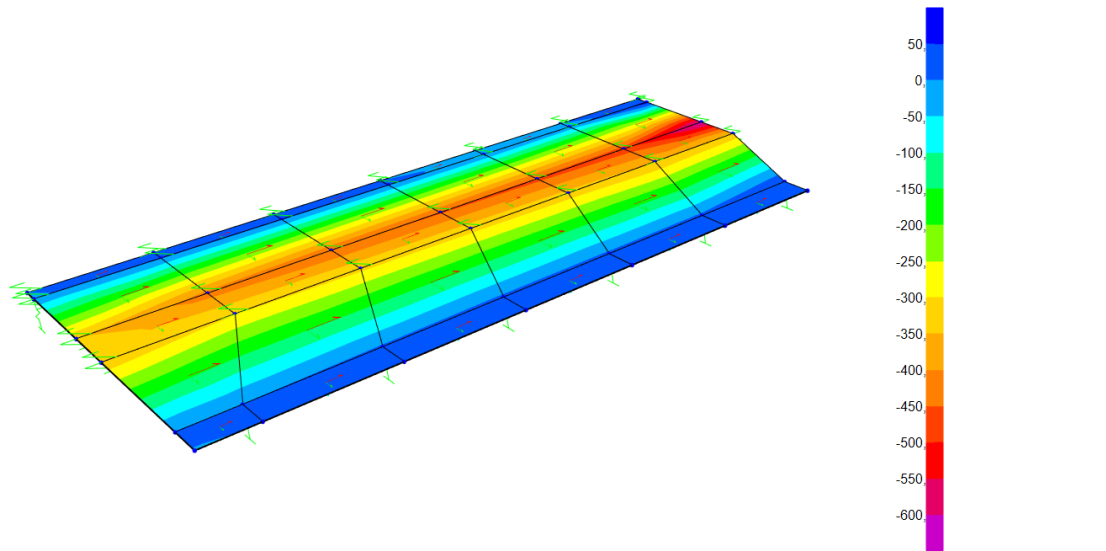


Diagramma momenti M22

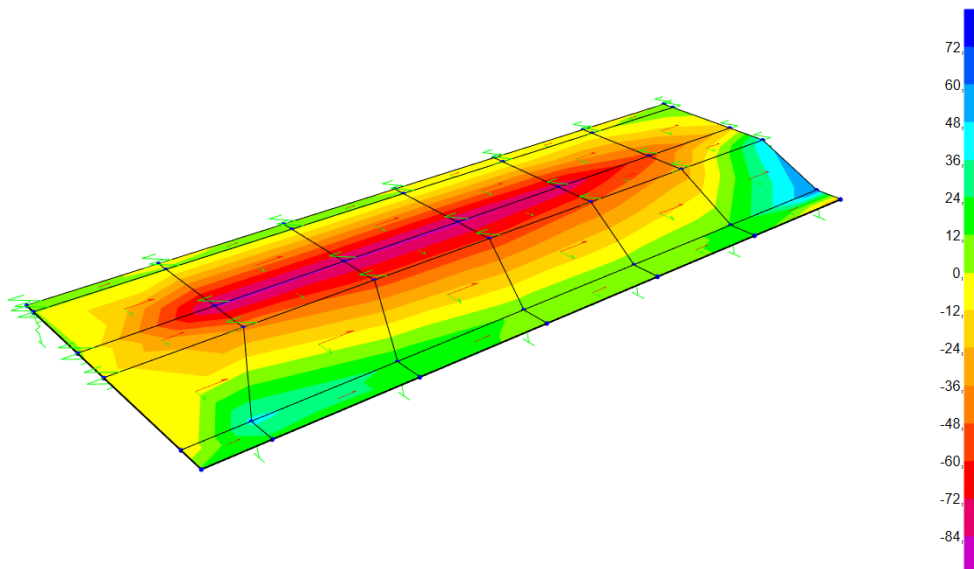


Diagramma dei momenti M11

4.1.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione

Di seguito si riporta la verifica per la sollecitazione M22:

Titolo: _____

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	385	60	1	12,72	4
			2	7,63	30
			3	12,72	56

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="40"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="102"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

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

Tipo rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/>	%	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/>	%
f_{yd}	<input type="text" value="391,3"/>	N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/>	%
E_s	<input type="text" value="200.000"/>	N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="14,17"/>	
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>		f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/>	?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1,957"/>	%	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9,75"/>	
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/>	N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0,6"/>	
			τ_{c1}	<input type="text" value="1,829"/>	

M_{xRd} kN m

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

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

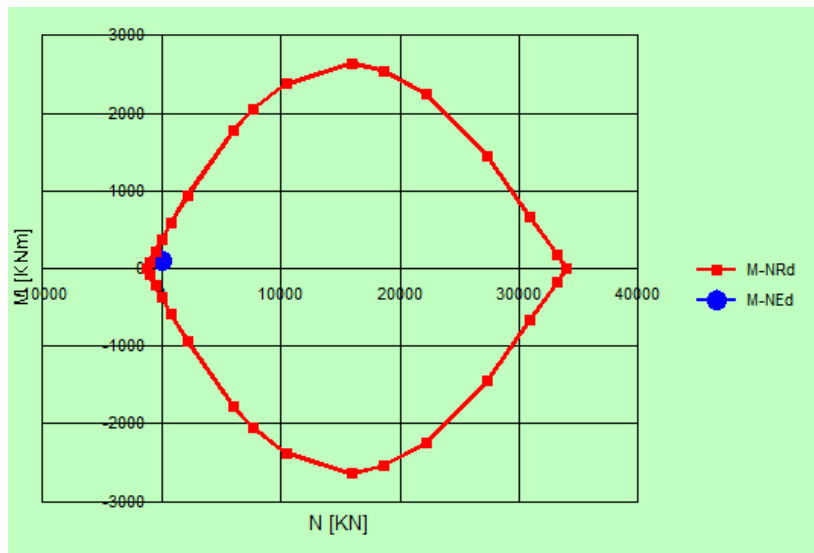
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso



Di seguito si riporta la verifica per la sollecitazione M11:

Titolo: M11

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,81	4
2	22,81	30
3	22,81	56

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 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 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

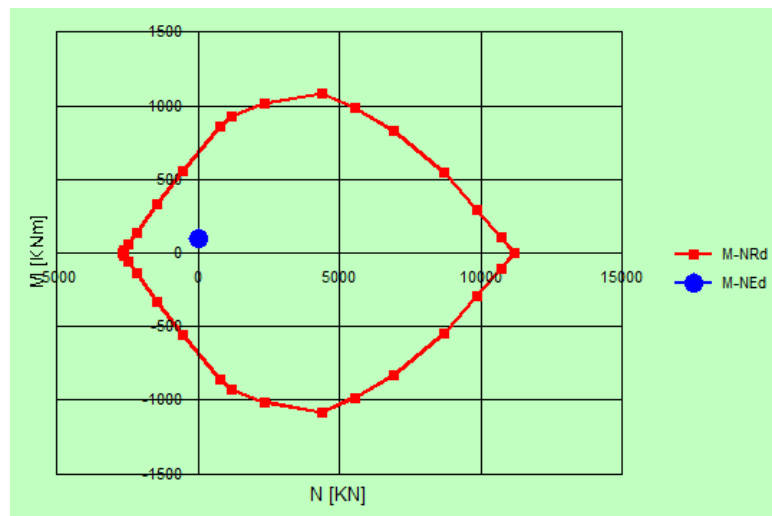
M_{xRd} 711 kNm
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 19,51 ‰
d 56 cm
x 8,519 x/d 0,1521
δ 0,7

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. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



4.1.1.2 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
$\gamma_{c=}$	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		

4.1.1.3 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}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
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}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
-------	----------------	----------------	------------------	------------------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0204001	A	28 di 34

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

$\leq f_{cE} = 1.08$

4.1.1.1 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

CLASSE C25/30

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

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

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

$$h := 60 \text{ cm} \quad c := 7 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 53 \text{ cm}$$

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

$$n := 15$$

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

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

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

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

$$k_t := 0,6$$

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

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

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

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

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

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

4.1.2 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:

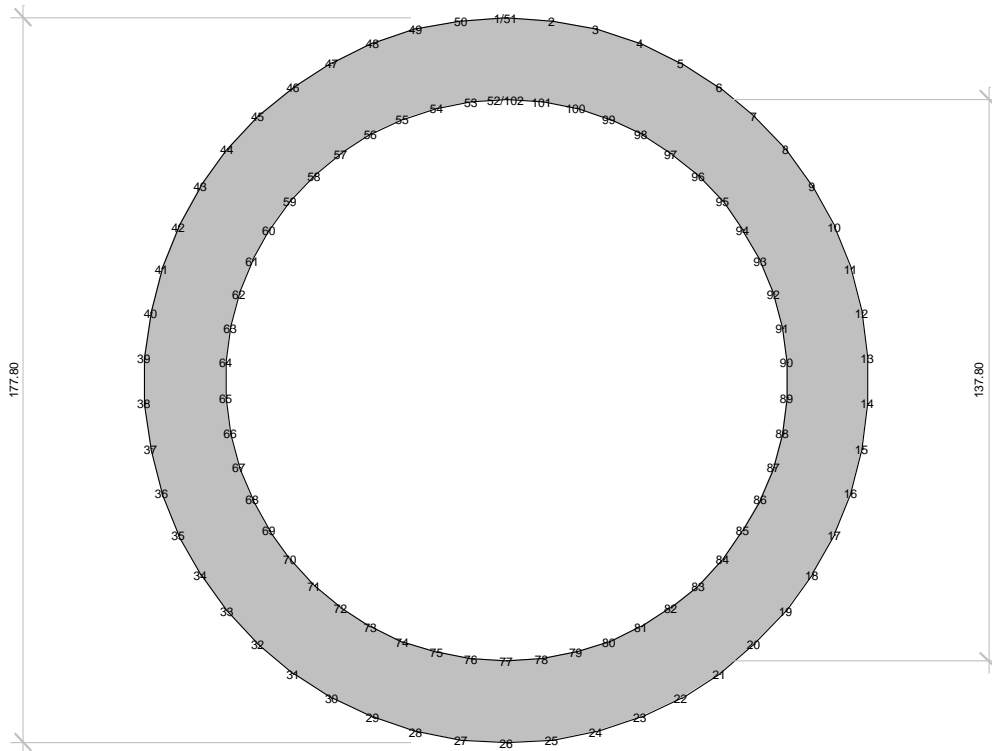
Micropali della platea del paraghiaia:

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	

4.1.2.1 Micropali consolidamento del fusto esistente

4.1.2.1.1 Geometria adottata per le verifiche



4.1.2.1.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

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

4.1.2.1.3 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

5 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 $L=29.00m$, mentre per il fusto di nuova costruzione e per la fondazione dei risvolti la lunghezza è prevista di $17.00m$.

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 $\phi 240\text{mm}$, $L=29.00\text{m}$.

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato destro

N	M	descrizione	elemento
-750	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.

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008)

LAVORO: VERONA NORD - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

- R_{bd} = R_{bk} / γ_b : Resistenza alla punta di progetto
- R_{sd} = R_{sk} / γ_s : Resistenza laterale di progetto
- R_{sdt} = R_{skt} / γ_{st} : Resistenza laterale di trazione di progetto
- R_{bk} = R_{bm} / ζ : Resistenza alla punta caratteristica
- R_{sk} = R_{sm} / ζ : Resistenza laterale caratteristica
- R_{bm} = Q_b: Resistenza media alla punta
- R_{sm} = Q_s: Resistenza media laterale
- W_p: peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari (c = 0, $\phi < 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:

$$q_b = N_q^* \times \alpha \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit  portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

N_q^{*}   dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di q_{b,lim}.

Terreni coesivi (c > 0)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari (c = 0, $\phi < 0$)

$$q_s = K \tan \delta \sigma'_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } f$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di q_{l,lim}.

Terreni coesivi (c > 0)

$$q_s = \alpha c_u \quad \text{con:} \quad \alpha \text{ variabile in funzione di } c_u \text{ secondo la seguente tabella (AGI - 1984)}$$

c _u (kPa)	α
≤ 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

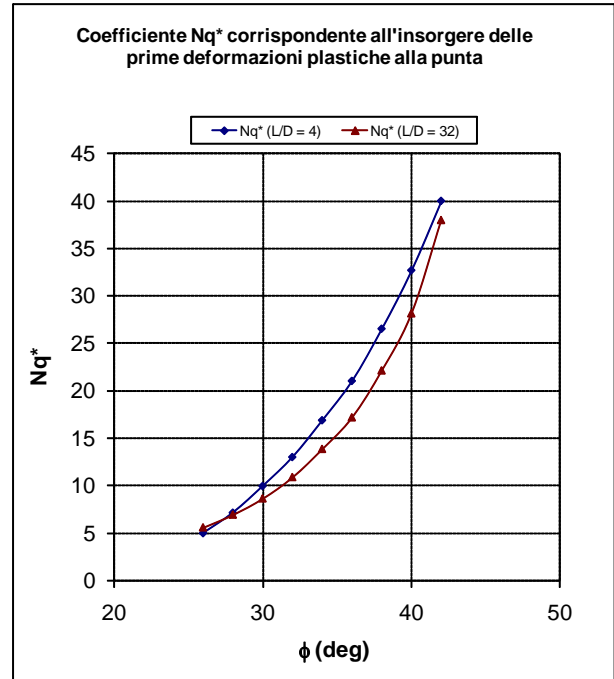
In ogni caso non viene superato il valore limite di q_{l,lim}.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unit�	
Diametro palo	m	0.24
Superficie resistente alla punta	m ²	0.05
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	0.75
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	Rilevato	0.0	-0.5
2	CC - Substrato	-0.5	in gi�
3			
4			



FALDA

	unit�	
Quota livello falda da q.t.p.	m	20.00

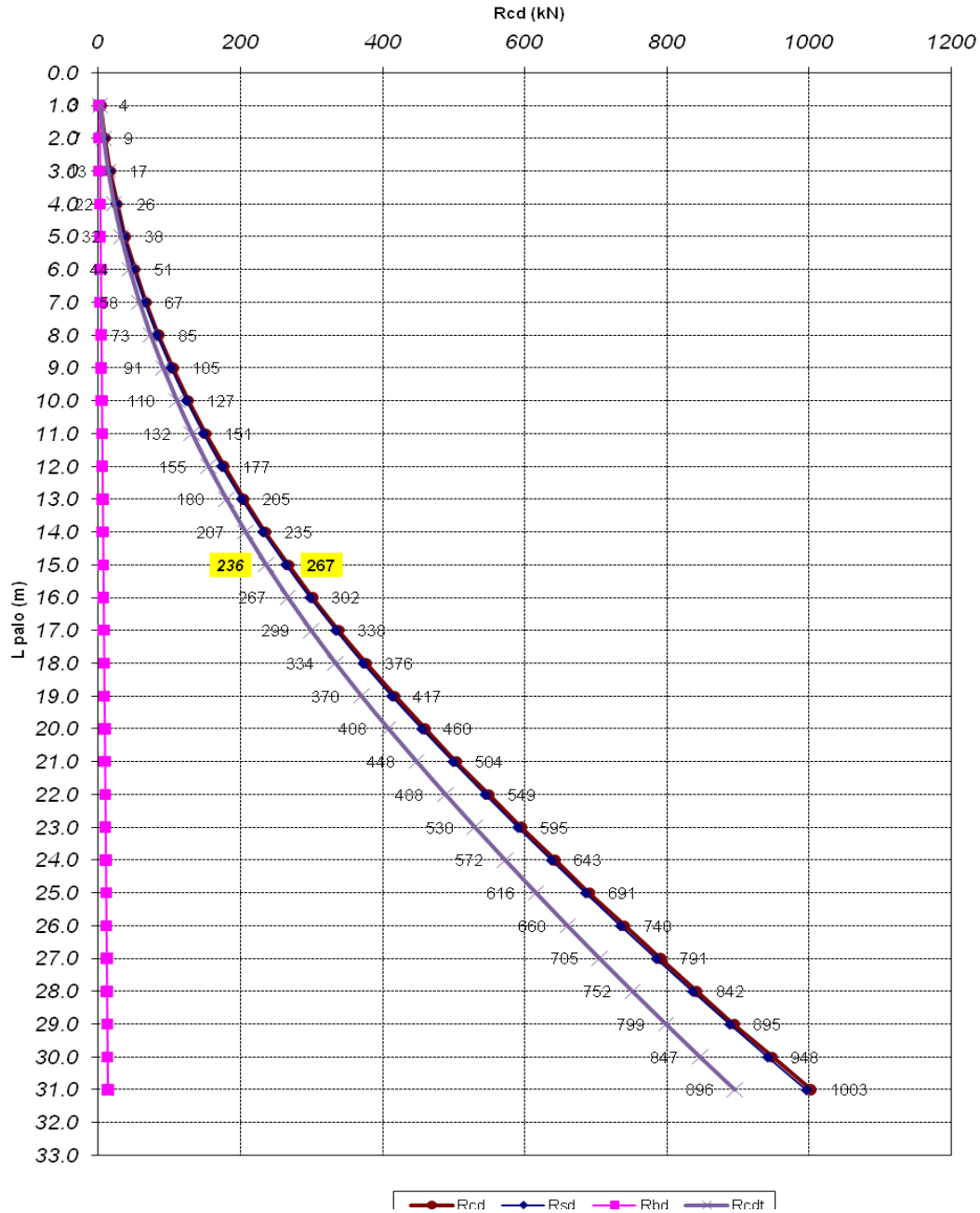
SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m ²	20.0
Tensione efficace in testa palo		20.0

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

coefficiente γ_b	1.45
coefficiente γ_s	1.45
coefficiente γ_{st}	1.60
coefficiente ζ	1.50

Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza



6 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.

Peso ponte insistente su una spalla=3226kN

Su ogni appoggio agisce 166kN

Con il nuovo ponte otteniamo azioni pari a 147 kN per ogni appoggio.

In definitiva confrontando le reazioni si ottiene $147\text{kN} < 166\text{kN}$ quindi le reazioni relative al nuovo ponte risultano essere minori rispetto al ponte esistente.