

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 TECNICA DESCRITTIVA

SCALA:

-

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

I N 1 0 1 0 D 2 6 R G N W 0 2 0 0 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: IN1010D26RGNW0200001A

n. Elab.:

## INDICE

<b>1</b>	<b>RELAZIONE ILLUSTRATIVA</b>	<b>4</b>
<b>1.1</b>	<b>ASPETTI GENERALI</b>	<b>4</b>
<b>1.2</b>	<b>ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>8</b>
1.2.1	IMPALCATO	8
1.2.2	SPALLE	9
<b>1.3</b>	<b>METODO DI CALCOLO</b>	<b>10</b>
1.3.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	10
1.3.2	COMBINAZIONI DI CARICO	14
1.3.3	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	17
1.3.4	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	17
<b>1.4</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b>	<b>18</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>19</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>20</b>
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	20
3.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	21
3.3	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	22
3.4	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	22
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	23
3.6	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	23
3.1	CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE IN C.A.P.	23
3.1	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	24
3.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	24
3.1	ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	25
3.2	MATERIALI PER STRUTTURE PROVVISORIE	25

<b>3.2.1</b>	<b>MALTA DI INIEZIONE TIRANTI</b>	<b>25</b>
<b>3.2.2</b>	<b>MALTA DI INIEZIONE MICROPALI</b>	<b>25</b>
<b>3.2.3</b>	<b>ACCIAIO PER TIRANTI</b>	<b>25</b>
<b>3.2.4</b>	<b>CARPENTERIA METALLICA PER MICROPALI E TRAVI DI CORREA</b>	<b>26</b>
<b>3.3</b>	<b>COPRIFERRI</b>	<b>26</b>
<b>4</b>	<b>CODICI DI CALCOLO</b>	<b>28</b>
<b>4.1</b>	<b>SAP 2000</b>	<b>28</b>

## 1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

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, il Cavalcaferrovia della Linea Milano-Venezia (Pk asse autostradale km 230+163) e l'interferenza con Via Cason è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte di sovrappasso di Via Cason.

Tenendo conto degli aspetti legati agli aumentati dei carichi accidentali dovuto alla normativa cogente (D.M. 17/01/2018), agli oneri connessi alla sismica (oneri assenti all'atto della costruzione originale di tali manufatti) e a diffuse situazioni di degrado dei materiali, si è deciso di prevedere la sostituzione integrale degli impalcati col rispetto dei vincoli di quote connessi al profilo dell'Autostrada e del sottostante svincolo.

### 1.1 ASPETTI GENERALI

Il ponte presenta una campata in travi di cap per ogni via di corsa (Nord e Sud), sostenute da spalle a gravità in calcestruzzo: oltre al rifacimento dell'impalcato si pone necessario il consolidamento delle spalle esistenti.

La demolizione è prevista in più fasi quasi tutte da effettuarsi in ore notturne e in concomitanza a sospensione del traffico.



**Figura 1.1 Vista planimetrica stato di fatto**

Il viadotto in progetto è a due carreggiate separate, in rettilineo, con pendenza trasversale (verso l'esterno ponte) di 2.50%: è costituito da una campata di luce 9.50m (retto impalcato) che sovrappassa la via Cason ed il franco garantito al di sotto di tale campata non viene ridotto rispetto lo stato attuale.

L'intervento di allargamento comporta tre fasi realizzative, durante le quali deve essere mantenuto il traffico, garantendo un minimo di n.2 corsie per senso di marcia:

#### Fase 1:

convogliamento del traffico della corsia nord (direzione Trento) verso il centro della carreggiata, occupando la corsia di emergenza per il cantiere. Realizzazione del prolungamento delle spalle ed i relativi muri andatori su micropali, previa infissione di un palancolato provvisorio per consentire lo scavo delle fondazioni dei nuovi muri, e previo rinforzo delle spalle con tiranti e micropali. Realizzazione parziale della spalla superficiale collegata all'esistente previa demolizione del tratto superficiale della stessa fino al raggiungimento della quota di imposta della nuova spalla. Messa in opera delle travi in cap e realizzazione della soletta in calcestruzzo fino alla zona di collegamento provvisorio all'impalcato esistente.

#### Fase 2:

deviazione del traffico sulla via nord (due corsie direzione Trento, due corsie direzione Modena). Demolizione dell'impalcato e della sommità della spalla esistente e rinforzo della stessa con



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

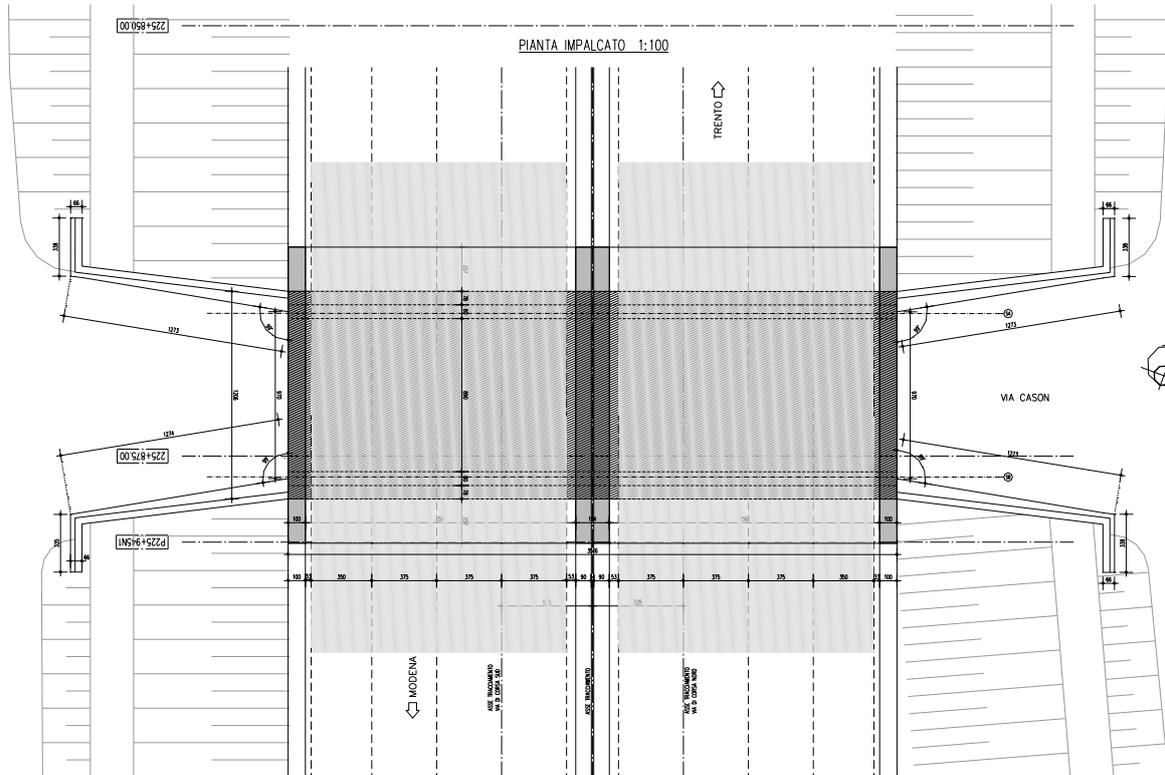
RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26RG	NW020001	A	6 di 29

micropali e tiranti. Rinforzo della porzione di muri d'ala da mantenere con inserimento di micropali (demolizione della sommità). Demolizione dei muri d'ala restanti e realizzazione dei nuovi muri d'ala. Messa in opera delle travi in cap e realizzazione dell'impalcato della via sud.

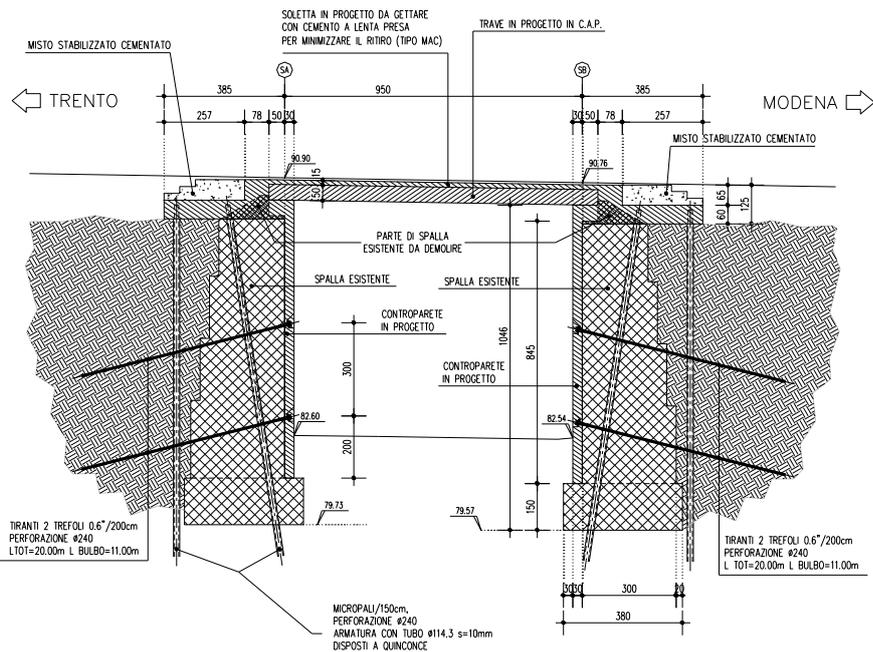
**Fase 3:**

deviazione del traffico sulla via sud (due corsie direzione Trento, due corsie direzione Modena). Completamento della demolizione dell'impalcato e della sommità della spalla esistente centrale (rimasta in fase 1) e rinforzo della stessa con micropali e tiranti. Messa in opera delle travi in cap e completamento dell'impalcato della via nord collegato opportunamente alla porzione di impalcato realizzato in fase 1.



**Figura 1.2 Pianta impalcato**

SEZIONE LONGITUDINALE 1:100  
(IN RETTO IMPALCATO)



**Figura 1.3 Sezione longitudinale**

## 1.2 ELEMENTI STRUTTURALI

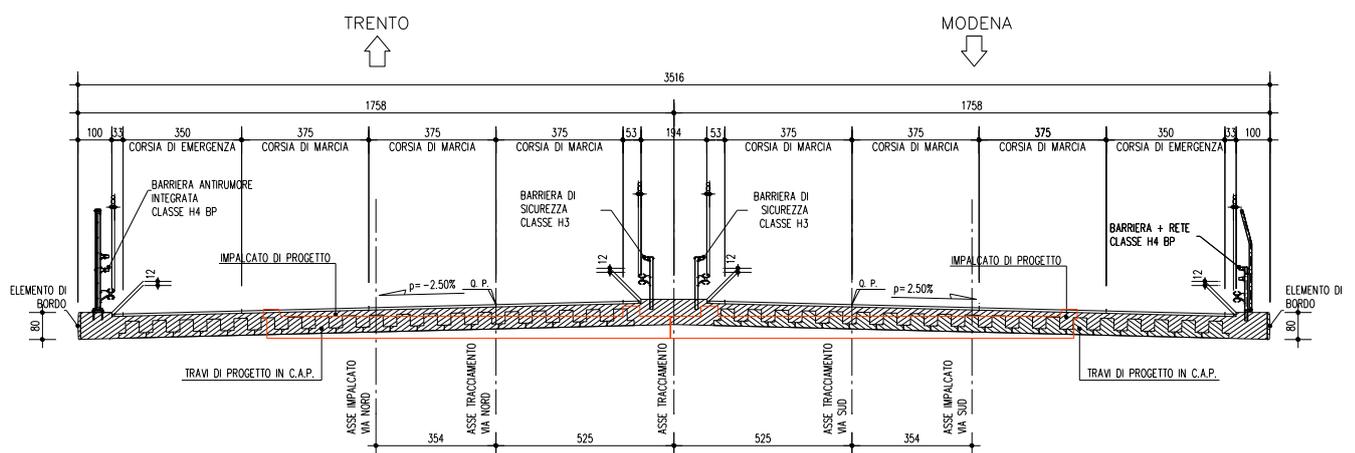
### 1.2.1 IMPALCATO

Il ponte possiede una luce di progetto pari a 9.50m e una larghezza complessiva di 35.16m: tale larghezza è dovuta alla somma delle larghezze di tre cordoli (due di 1.00m sui lati esterni e uno di 1.94m nella parte centrale) e ad una superficie carrabile totale di 15.61m per senso di marcia ( $3 \times 3.75 + 3.50 + 0.33 + 0.53$ ) oltre che dall'ingombro degli elementi di bordo (di 0.08m). La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante del 2.50% verso l'esterno.

L'allargamento dell'impalcato, per entrambi i sensi di marcia, è tale da garantire una sede stradale predisposta per la futura terza corsia, non oggetto del presente appalto. Il manufatto in oggetto costituisce il "confine" lato sud dell'allargamento della sede autostradale per la futura predisposizione della terza corsia.

Il solettone verrà realizzato in travi accostate in c.a.p. di altezza 0.50m ed un getto in opera in calcestruzzo armato di spessore 15cm.

Oltre all'ingombro dell'impalcato le spalle proseguono con muri d'ala giuntati di lunghezza complessiva 12.55m per parte.



**Figura 1.4 Sezione trasversale**

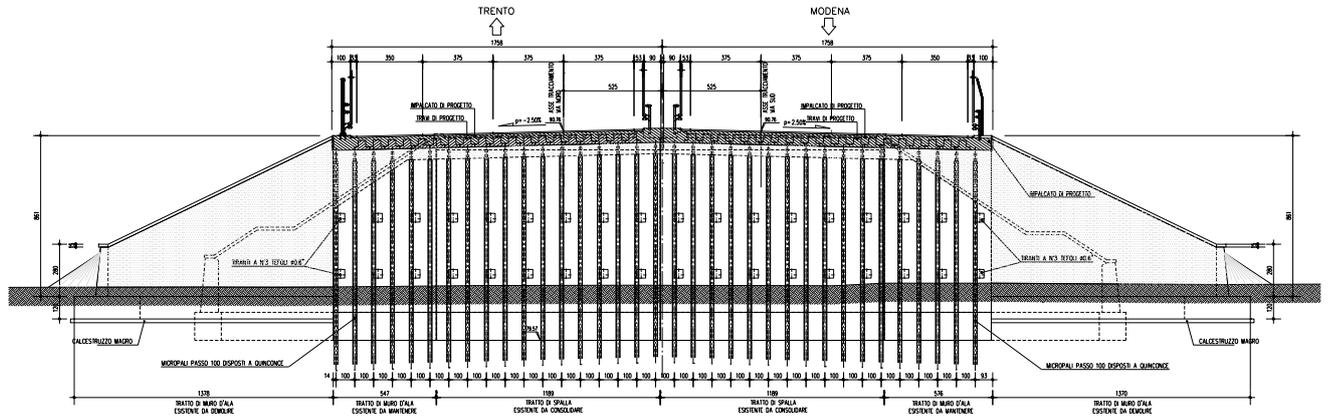


Figura 1.5 Prospetto spalla

## 1.2.2 SPALLE

Vengono mantenute le spalle esistenti, 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 relazione relativa alle spalle si inserisce un paragrafo di confronto che giustifica la scelta di non verificare la spalla esistente.

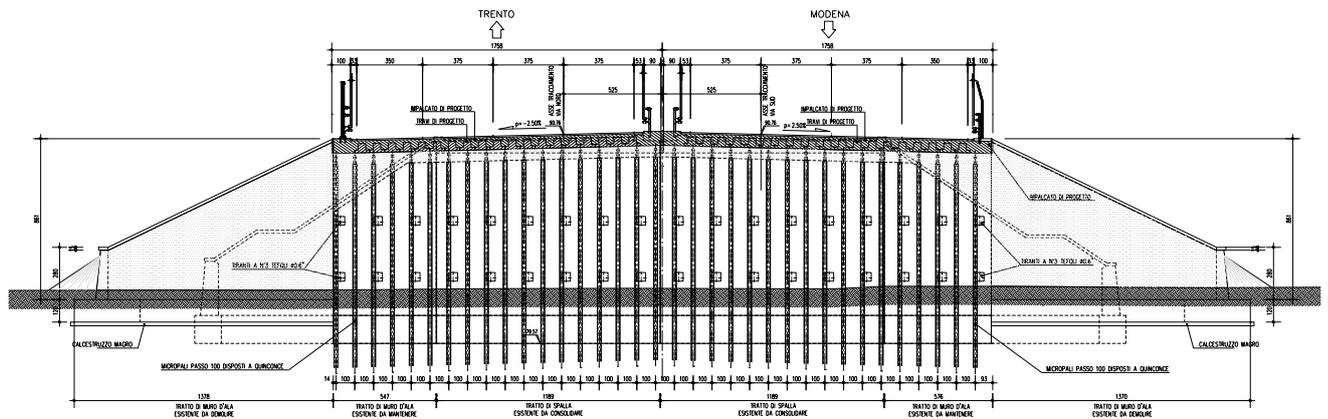


Figura 1.6 Prospetto spalla

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26RG</b>	DOCUMENTO <b>NW0200001</b>	REV. <b>A</b>

### 1.3 METODO DI CALCOLO

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

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

#### 1.3.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

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

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

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

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

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26RG</b>	DOCUMENTO <b>NW0200001</b>	REV. <b>A</b>

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

### DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'opera oggetto della presente relazione ricade in zona sismica 2.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV ( $C_u = 2.0$ )

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = -\frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ .

$a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di **categoria B**, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ );

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di  $45^\circ 25,38'4''$  N e Longitudine  $10^\circ 54,34'24''$  E, ad una quota di circa 84 m.s.m..

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

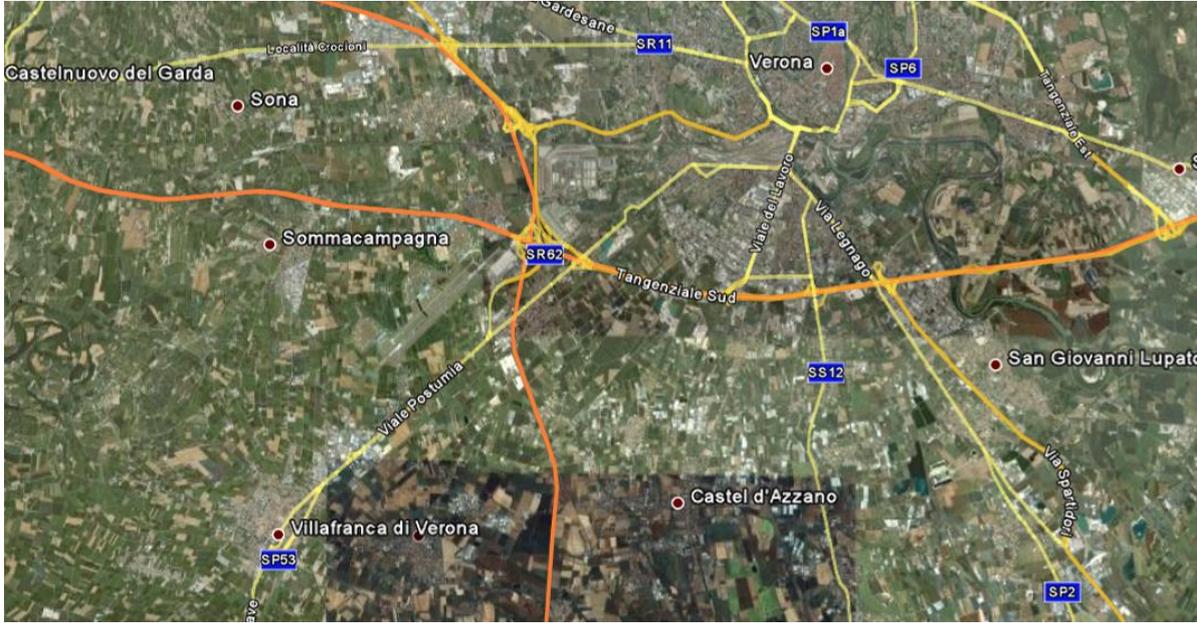


Figura 1.7 Tratto adeguamento del tracciato A22

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Elaborazioni grafiche

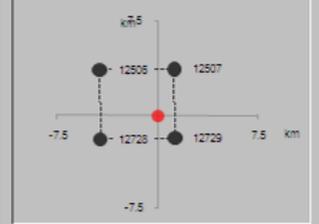
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

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

Figura 1.8 Individuazione coordinate Verona – STP FS VE-MI

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

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.262
SLD	201	0.111	2.408	0.271

SLV	1898	0.259	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.289

Per le pile il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente applicando un fattore di struttura  $q=1.0$ , come prescritto da normativa cap.7.10.

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad  $a_g S$ .

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

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

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

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

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

### 1.3.2 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
- Q<sub>T</sub> azioni termiche
- Q<sub>w</sub> azione del vento

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

6) – **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A<sub>d</sub> (v. § 3.6):

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q<sub>kj</sub> che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G<sub>2</sub>.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26RG</b>	DOCUMENTO <b>NW020001</b>	REV. <b>A</b>

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

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

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

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

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

*Approccio 1*

(A1+M1+R1)

(verifica struttura)

(A2+M1+R2)

(verifica geotecnica)

Relativamente ai tiranti si farà riferimento ai seguenti parametri:

#### TIRANTI DI ANCORAGGIO (CAP.6.6)

(A1+M1+R3)

(dimensionamento geotecnico)

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 <sup>(3)</sup>	1.00 <sup>(4)</sup>	1.00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

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

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

<sup>(3)</sup> 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.

<sup>(4)</sup> 1.20 per effetti locali

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

**Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali  $\gamma_k$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(1)</sup>	$\gamma_k$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

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

1A) STR)  $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

1B) GEO)  $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

6) Eccezionale)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; si assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0.2$ .

### 1.3.3 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Il calcolo delle spinte del terreno (per le strutture di sostegno – spalle) verrà svolto considerando uno schema di “spinta a riposo” in condizioni di esercizio. In condizioni sismiche, invece, si considererà lo schema di spinta attiva con incremento dinamico secondo l'approccio di Wood

$$\Delta P = (ag/g) \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 = .2552 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 4 = 20.42 \text{KN/ml}$$

### 1.3.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

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

#### IMPALCATO

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

#### SPALLE

Gli elementi di sostegno (spalle) sono progettati affinché, come richiesto dalla norma stessa al paragrafo 7.9.2., si mantengano in campo elastico sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo: in questo modo si ottiene la garanzia che, anche a seguito di un evento sismico di eccezionale intensità, gli unici elementi che ne possono rimanere danneggiati sono i dispositivi di vincolamento, più facilmente sostituibili alla fine dell'evento sismico, mentre gli elementi strutturali costituenti l'opera mantengono integre le proprie capacità di resistenza (criterio della gerarchia delle resistenze). A tal fine le verifiche in condizioni sismiche vengono svolte controllando che i materiali

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26RG</b>	DOCUMENTO <b>NW020001</b>	REV. <b>A</b>

si mantengano al di sotto di limiti tensionali che possono ritenersi i massimi, valori entro i quali il loro comportamento si mantiene sostanzialmente lineare elastico. Tali limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Anche i pali di fondazione devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico, secondo quanto richiesto dalla norma al paragrafo 7.9.2..

Per le verifiche degli elementi strutturali costituenti le spalle saranno quindi svolti due tipi di verifiche: allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

#### **1.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

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

- Relazione Tecnica Descrittiva
- Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni
- Relazione di Calcolo Impalcato
- Relazione di Calcolo Opere Provvisionali

## **2        NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

**Ministero dei LL.PP – D.M. 17.01.2018**

**Circolare 21 Gennaio 2019 n.7**

**CNR – DT 207/2008**

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

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

**EC3 - UNI EN 1993-1-1:2005**

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

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

Questa tabella è da compilarsi in funzione dell’opera da eseguire: associare ad ogni elemento progettuale (fondazione, elevazione.....) .

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 3858	W/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m <sup>3</sup>	Rck minima N/mm <sup>2</sup>	Contenuto minimo di aria %	Copriferro minimo Mm
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>								
X0	Molto secco	Cis per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-	-	C12/15	-	15
<b>2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione</b>								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cis per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,85	280	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in ds 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 cis all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Umicamente bagnato ed asciutto	Superfici in ds a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
<b>3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cis esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; ds esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Umicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggio	5c	0,45	320	C35/45	-	40
<b>4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>								
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
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/sgelo con o senza sali disgelanti</b>								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in ds 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 ds di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelodisgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in ds esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelodisgelo	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 ds esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelodisgelo	40
<b>6 Attacco chimico</b>								
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	380 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26RG	DOCUMENTO NW020001	REV. A

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

### 3.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE

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

**Tabella 4.LIII** – Descrizione delle condizioni ambientali

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

**Tabella 4.LIV** – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26RG</b>	DOCUMENTO <b>NW020001</b>	REV. <b>A</b>

Scheda riassuntiva parametri di fessurazione secondo DM2018:

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	w <sub>d</sub>
PALI	XC2	a	frequente	0.4
			quasi permanente	0.3
PLINTI - PLATEE	XC2	a	frequente	0.4
			quasi permanente	0.3
ELEVAZIONE PILE E SPALLE	XC4+XF2	b	frequente	0.3
			quasi permanente	0.2
PULVINI BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4 +XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2

Le verifiche saranno comunque condotte secondo quanto prescritto nel **Manuale di Progettazione RFI**, in cui i valori limite di apertura delle fessure, per la **combinazione frequente** e per armature poco sensibili, sono i seguenti:

- $\bar{\delta}_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- b)  $\bar{\delta}_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.1.2018.

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

### 3.3 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

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

### 3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck  $\geq 30$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm <sup>2</sup>

Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	0.900 N/mm <sup>2</sup>

### 3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

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

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

### 3.6 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

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

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

### 3.1 CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE IN C.A.P.

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe  $R_{ck} \geq 55$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	45.65 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	25.86 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.83 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.68 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.78 N/mm <sup>2</sup>

### 3.1 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

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

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

### 3.2 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 $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ 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 <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm <sup>2</sup>

Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 \cdot f_{yk} =$	360.00 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>

### 3.1 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre per tiranti e per cavi da precompressione:

Si adotta acciaio armonico in trefoli da 0.6" (area 139 mm<sup>2</sup>) stabilizzato avente caratteristiche:

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

## 3.2 MATERIALI PER STRUTTURE PROVVISORIE

### 3.2.1 MALTA DI INIEZIONE TIRANTI

I tiranti previsti sono di tipo passivo, definitivi e ad iniezione ripetuta.

Caratteristiche secondo UNI EN 447:2007

Resistenza a rottura a 28gg	$f_c \geq$	<b>25.00</b>	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto acqua / cemento	$\leq$	0.45	
Separazione di acqua (in volume)	$\leq$	2%	
Fluidità Marsh	$=$	10''-35''	
Ritiro nullo (aggiunta di additivi e/o antiritiro)			

### 3.2.2 MALTA DI INIEZIONE MICROPALI

Caratteristiche secondo UNI EN 447:2007

Resistenza a rottura a 28gg	$f_c \geq$	<b>30.00</b>	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto acqua / cemento	$\leq$	0.50	
Quantità minima di cemento	$=$	6 kN/mc	

### 3.2.3 ACCIAIO PER TIRANTI

I tiranti previsti sono di tipo attivo, provvisorio e ad iniezione ripetuta (IGS).

Si prevede l'impiego di cavi costituiti da trefoli in acciaio armonico stabilizzato da 0.6" (area 139mm<sup>2</sup>) avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{ptk} \geq$	1860.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	→ $f_{p(0.1)k} \geq$	1670.00 N/mm <sup>2</sup>
Allungamento sotto carico massimo	→ $A_{gt} \geq$	3.5
Tensione iniziale all'atto della tesatura	→ $\sigma_{spi} < 0.85 f_{p(0.1)k}$	1420.00 N/mm <sup>2</sup>

(vale la condizione più restrittiva)  $\sigma_{spi} < 0.75 f_{ptk}$  1395.00 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico  $\rightarrow E_{sp} =$  195000 N/mm<sup>2</sup>

### 3.2.4 CARPENTERIA METALLICA PER MICROPALI E TRAVI DI CORREA

Per la realizzazione delle opere in carpenteria metallica, si prevede l'utilizzo di un acciaio tipo S355 (ex Fe 510), che presenta le seguenti caratteristiche:

#### Acciaio S355J2 (UNI EN 10025)

Tensione di snervamento caratteristica	$\rightarrow f_{yk} \geq$	355.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$\rightarrow f_{tk} \geq$	510.00 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_{M0} =$	1.05
	$\rightarrow \gamma_{M2} =$	1.25
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} =$	338.00 N/mm <sup>2</sup>

### 3.3 COPRIFERRI

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ .

Vale pertanto:

$$c_{nom} = c_{min} + h$$

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5mm.

Considerata la Classe di esposizione ambientale delle singole parti strutturali dell'opera, si adottano i seguenti copriferri.

Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - $c_{min}$ [mm]
<b>FONDAZIONI</b>	
Pali $f < 800\text{mm}$	60
Pali $f \geq 800\text{mm}$	70

RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26RG	NW020001	A	27 di 29

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

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26RG</b>	DOCUMENTO <b>NW020001</b>	REV. <b>A</b>

## 4 CODICI DI CALCOLO

### 4.1 SAP 2000

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma SAP 2000 (prodotto dalla CSI Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

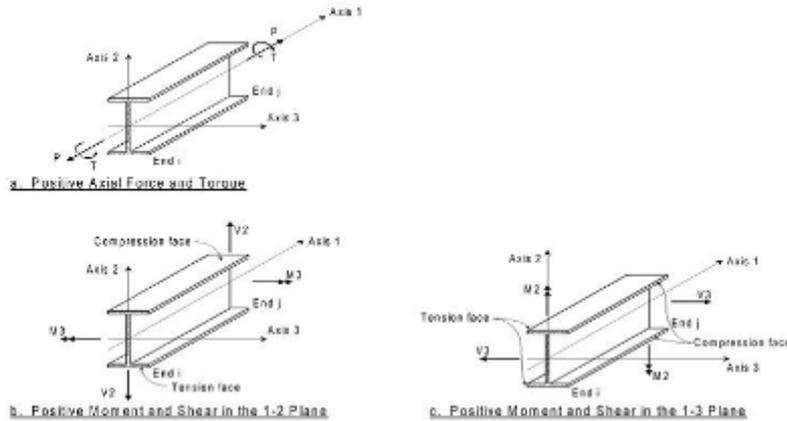
L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti.

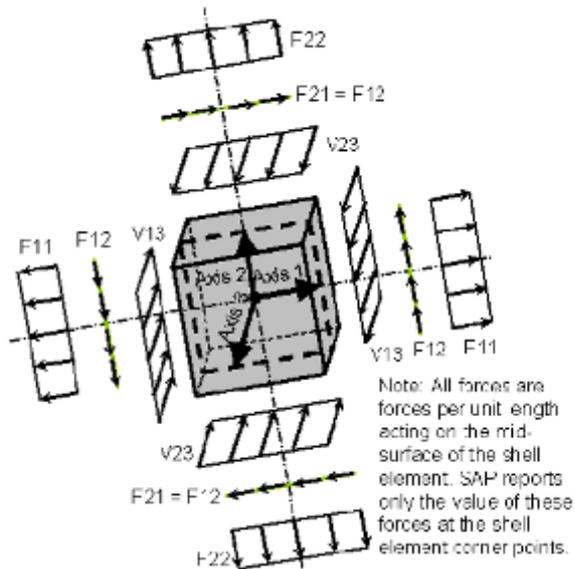
Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo FRAME (trave)
- Elemento tipo SHELL (membrana o piastra quadrilatera)
- Elemento tipo PLANE (membrana o piastra da tre a nove nodi)
- Elemento tipo SOLID (solidi simmetrici)
- Elemento tipo ASOLID (solidi asimmetrici)
- Elemento tipo NLLINK (elementi con proprietà non lineari) che si dividono in :
  1. Elemento DAMPER (smorzatore)
  2. Elemento GAP (elemento resistente alla sola compressione)
  3. Elemento HOOK (elemento resistente alla sola trazione)
  4. Elemento ISOLATOR 1 (isolatore isteretico biassiale)
  5. Elemento ISOLATOR 2 (comportamento di gap nella direzione verticale e isolatore a frizione nelle due direzioni del taglio)

Il programma SAP 2000 applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse. Oltre all'analisi statica e dinamica delle strutture, il programma può svolgere l'analisi P-Delta e l'analisi delle strutture da ponte sottoposte all'azione di carichi mobili, costruendo le linee d'influenza ad essi relative. L'analisi sismica lineare o non lineare, infine, può essere svolta sottoponendo la struttura all'azione di uno spettro di risposta o a quella di un'accelerogramma reale (time history analysis).



**Figura 4.1 Elementi Frame – Convenzione sui segni**



**Figura 4.2 Elementi Shell – Convenzione sui segni**

Per lo studio dell'impalcato si è fatto ricorso al modulo "bridge" utilizzato per il calcolo delle linee di influenza e delle sollecitazioni dovute ai carichi mobili.