

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 IMPALCATO**

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 0 0 0 1 A

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

File: IN1010D26CLNW0200001A

n. Elab.:



## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>ELABORATI DI RIFERIMENTO</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>6</b>
<b>3.1</b>	<b>METODO DI CALCOLO</b>	<b>7</b>
3.1.1	<b>CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA</b>	<b>7</b>
3.1.2	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>11</b>
3.1.3	<b>VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO</b>	<b>15</b>
3.1.4	<b>VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>15</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI</b>	<b>16</b>
4.1	<b>TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1</b>	<b>16</b>
4.2	<b>CALCESTRUZZO PER MAGRONE</b>	<b>17</b>
4.3	<b>CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE</b>	<b>17</b>
4.4	<b>CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE</b>	<b>17</b>
4.5	<b>CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE</b>	<b>18</b>
4.1	<b>CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE IN C.A.P.</b>	<b>18</b>
4.2	<b>CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO</b>	<b>19</b>
4.3	<b>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</b>	<b>19</b>
4.4	<b>ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE</b>	<b>19</b>
4.5	<b>COPRIFERRI</b>	<b>20</b>
<b>5</b>	<b>CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO</b>	<b>20</b>
<b>5.1</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO</b>	<b>20</b>
	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>23</b>
5.1.1.1	<b>Peso proprio travi e soletta</b>	<b>23</b>
5.1.1.2	<b>Carichi permanenti</b>	<b>23</b>
5.1.1.3	<b>Effetti del ritiro</b>	<b>23</b>
5.1.1.4	<b>Effetti delle dilatazioni termiche differenziali</b>	<b>24</b>
5.1.1.5	<b>Cedimenti vincolari</b>	<b>24</b>

5.1.1.6	Azione del vento	24
5.1.1.7	Carichi mobili (Q)	26
5.1.1.8	AZIONI SISMICHE	26
5.2	ANALISI STRUTTURALE	27
5.3	TRAVI PRINCIPALI	27
5.3.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	28
5.3.2	VERIFICA A TAGLIO NEGLI APPOGGI	30
5.3.3	VERICHE SLE	31
5.4	VERIFICA A TAGLIO PER BARRE DI ANCORAGGIO SOLETTA	32
5.5	SOLETTA	33
6	CALCOLO DELLE FRECCHE MASSIME	34

## 1 INTRODUZIONE

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 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.

Nel presente elaborato si riportano i calcoli e le verifiche del ponte che 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 ( $3 \times 3.75 + 3.50 + 0.33 + 0.53\text{m}$ ) 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.

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.

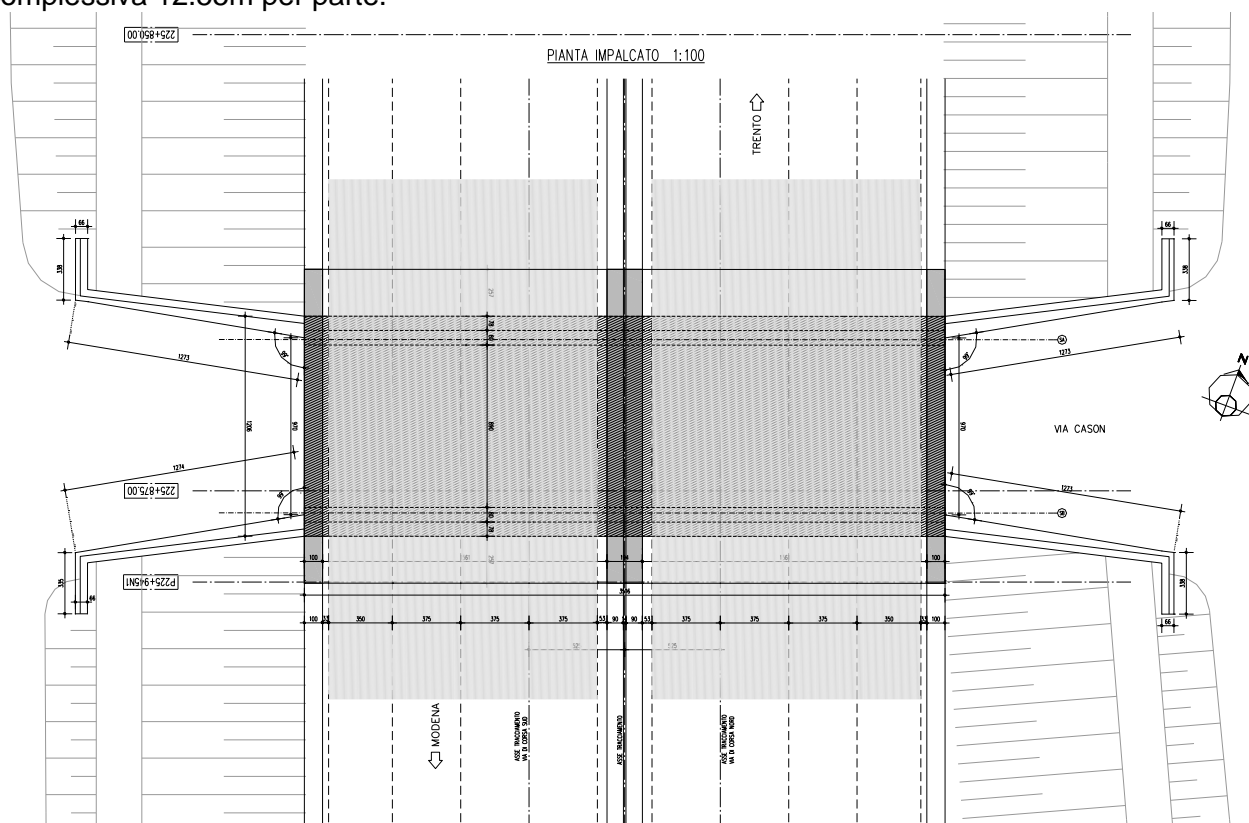
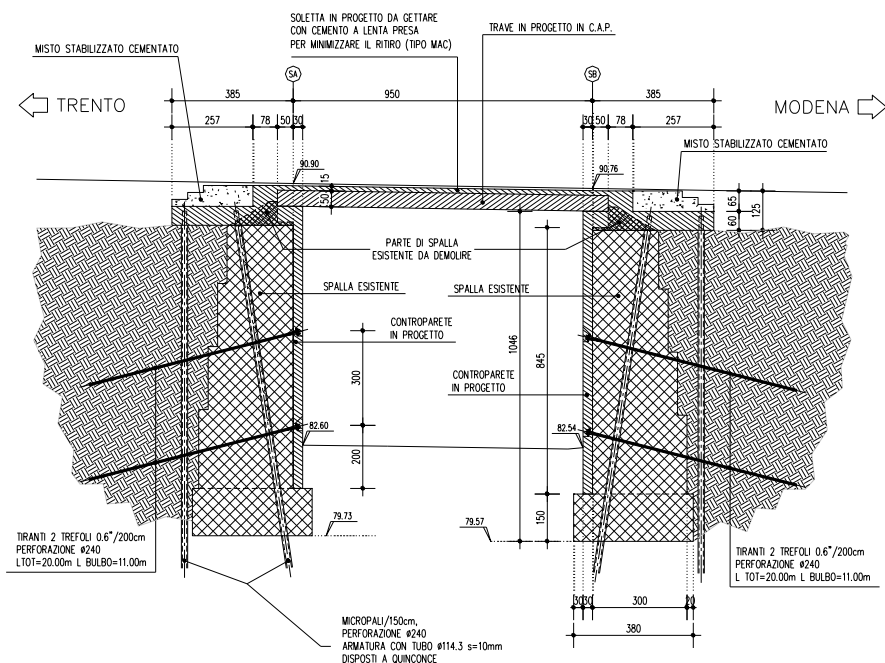


Figura 1.1 Pianta impalcato

SEZIONE LONGITUDINALE 1:100  
(IN RETTO IMPALCATO)



**Figura 1.2 Sezione longitudinale**

## 2 ELABORATI 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 Provvisoriali

## 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

**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**

### **3.1 METODO DI CALCOLO**

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

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

#### **3.1.1 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 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.

## SPALLE

Nel paragrafo § 7.9 della NTC2018, specifico per i ponti, si legge: *“La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle spalle o ad appositi apparecchi dissipativi”...“Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della “gerarchia delle resistenze”...”.*

A riguardo delle spalle quindi, nel calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD. Per quanto riguarda invece la richiesta di adottare il criterio di gerarchia delle resistenze, per le spalle connesse all'impalcato con appoggi fissi, rimane da verificare che tali appoggi siano in grado di trasmettere forze orizzontali tali da produrre un momento flettente pari a  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ , dove  $M_{Rd}$  è il momento resistente delle sezioni critiche. Nel caso in cui si utilizzi un coefficiente di struttura  $q=1$  allora la normativa concede di utilizzare direttamente tali azioni ( $M_{Rd}$ ) per il progetto degli apparecchi di appoggio. Il coefficiente di struttura adottato per la spalla SB dell'impalcato in progetto è stato assunto pari all'unità e le forze d'inerzia di progetto sono state determinate considerando



un'accelerazione pari a  $a_g \cdot S$ . Infatti, in accordo con il § 7.9.5.6.2., la spalla in progetto sostiene un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza e quindi si può considerare che essa si muova con il suolo.

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.

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;

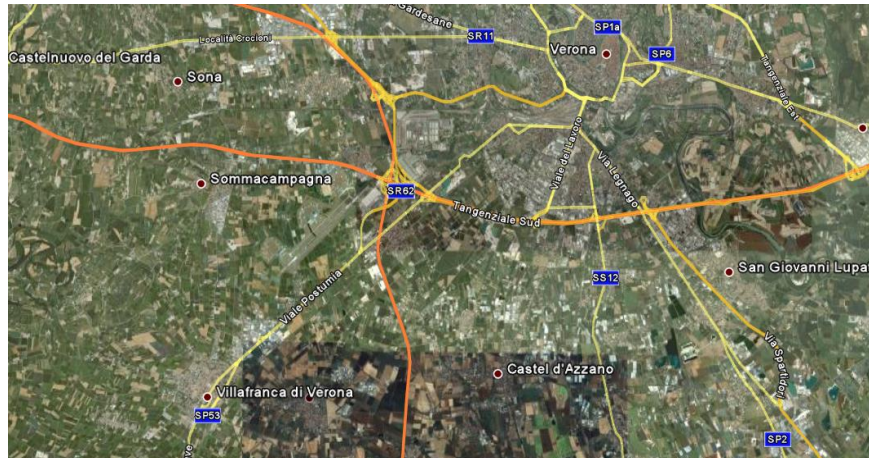
$F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c$  → 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°25'48 N e Longitudine 10°54'29 E, ad una quota di circa 82 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 3.1 Tratto adeguamento del tracciato A22**

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 10.90806      LATITUDINE: 45.43000

Ricerca per comune

REGIONE: Veneto      PROVINCIA: Verona      COMUNE: Verona

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 3.2 Individuazione coordinate Verona**

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	120	0.087	2.442	0.262
SLD	201	0.111	2.407	0.271
SLV	<b>1898</b>	<b>0.260</b>	<b>2.407</b>	<b>0.287</b>
SLC	2475	0.287	2.382	0.289

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:

$$S_S \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.00$$

$$S_T \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.00$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.260g$$

Lo studio sismico delle opere facenti parte del tratto di intervento è stato impostato in maniera univoca, affidando a favore di sicurezza lo spettro della città di Verona (di cui si riportano i parametri di seguito), risultando questo sempre più "gravoso" di quello specifico dell'opera.

Latitudine di 45.4351 e Longitudine 10.9988.

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.263
SLD	201	0.111	2.409	0.271
SLV	<b>1898</b>	<b>0.260</b>	<b>2.406</b>	<b>0.287</b>
SLC	2475	0.286	2.381	0.290

### 3.1.2 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

$Q_T$  azioni termiche

$Q_w$  azione del vento

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Gli stati limite ultimi delle opere interrate 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) e di equilibrio di corpo rigido (EQU): 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.III per i parametri di resistenza di strutture di fondazione su pali.

#### OPERE DI FONDAZIONE – PALI (CAP.6.4)

##### Approccio 1

Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2: (A2+M1+R2) (GEO)

##### Approccio 2

(A1+M1+R3) (Se verifica struttura  $\gamma_r$  non si considera)

**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	$\gamma_{\epsilon 1}$	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	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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
Coesione 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 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno**

PARAMETRO	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

**Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali  $\gamma_s$  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)  $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$  (spinte  $\Phi_d' = \Phi_k'$ )
- 1B) GEO)  $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$  (spinte  $\Phi_d' = \Phi_k'$ )
- 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 (fessurazione) 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:

- 5) STR)  $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$  (spinte  $\Phi_d' = \Phi_k'$ )

(per i pali non c'è differenza di combinazione sismica STR da GEO)

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

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

### 3.1.3 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

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

### 3.1.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

#### 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 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.

## 4 MATERIALI

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

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m <sup>3</sup>	Rck minima N/mm <sup>2</sup>	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro 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	0,65	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
<b>3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>								
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
<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/disgelo con o senza sali disgelanti</b>								
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/Disgelo	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/Disgelo	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/Disgelo	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 <sup>a</sup> , 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40



**Conglomerato cementizio per elementi strutturali:**

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

**4.2 CALCESTRUZZO PER MAGRONE**

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

**4.3 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE**

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

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

**4.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE**

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck  $\geq 30 \text{ N/mm}^2$ , 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	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	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	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm <sup>2</sup>

#### 4.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

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

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

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

#### 4.1 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  $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.78 \text{ N/mm}^2$

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

#### 4.3 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 $f_y$	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540 \text{ MPa}$
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	$\rightarrow f_{yk} \geq$	450.00 $\text{N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$\rightarrow f_{tk} \geq$	540.00 $\text{N/mm}^2$
Tensione di calcolo elastica	$\rightarrow \sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 $\text{N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 $\text{N/mm}^2$

#### 4.4 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre per tiranti e per cavi da precompressione:

Si adotta acciaio armonico in trefoli da 0.6" (area 139  $\text{mm}^2$ ) stabilizzato avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura  $\rightarrow f_{ptk} \geq 1860.00$

Carico caratteristico all'1%

 $\rightarrow f_{p(0.1)k} \geq$ 

 N/mm<sup>2</sup>

1670.00

 N/mm<sup>2</sup>

#### 4.5 COPRIFERRI

Spalle - Si adottano copriferri pari a:

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

Impalcato - Si adottano copriferri pari a:

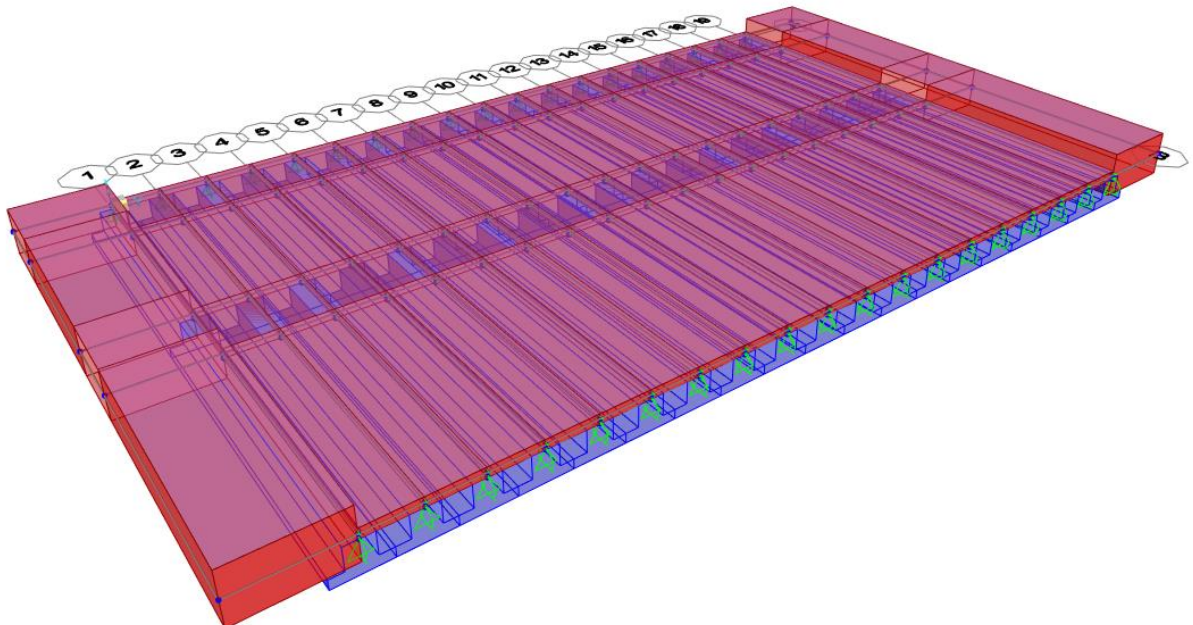
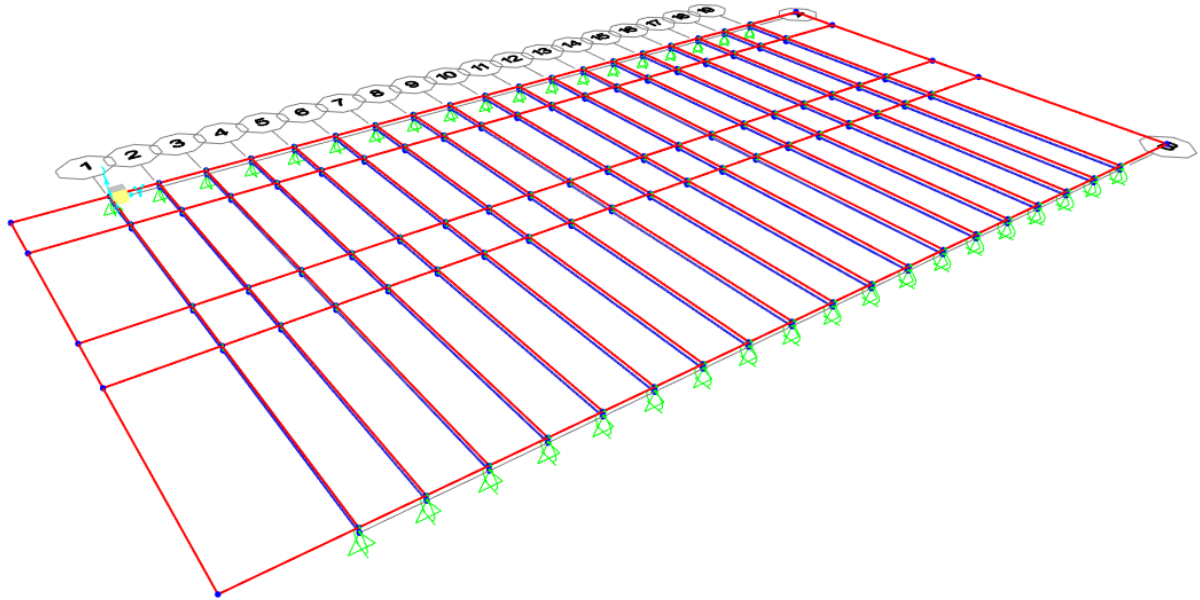
	Copriferro - $c_{min}$ [mm]
Soletta	40

## 5 CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO

### 5.1 MODELLO DI CALCOLO

La struttura è risolta mediante metodo di calcolo automatico attraverso l'impiego del software Sap2000 v23.

La struttura è rappresentata da un modello tridimensionale, in cui si sono considerati tutti gli elementi strutturali opportunamente modellati. Il comportamento a piastra della soletta di calcestruzzo è stato considerato con degli elementi bidimensionali mentre le travi sono state schematizzate tramite elementi frame. Le connessioni, invece, tra i nodi delle travi con quelli della soletta vengono rappresentate mediante link rigidi per permettere il trasferimento degli sforzi tra i due elementi resistenti.



### Sezioni elementi FEM

Di seguito si riportano le sezioni adottate per gli elementi Fem utilizzati nel modello di calcolo.

Trave Principale:

Section Name: T80x50

Properties			
Cross-section (axial) area	2198,1682	Section modulus about 3 axis	16573,979
Moment of Inertia about 3 axis	481282,9	Section modulus about 2 axis	17472,619
Moment of Inertia about 2 axis	698904,8	Plastic modulus about 3 axis	16927,273
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	19345,455
Shear area in 2 direction	1597,1356	Radius of Gyration about 3 axis	14,7969
Shear area in 3 direction	2010,3867	Radius of Gyration about 2 axis	17,8311
Torsional constant	534661,3	Shear Center Eccentricity (x3)	0,



Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	2,705
Mass	1
Weight	1

Soletta:

Section Name: SOLETTA 15

Section Notes:

Display Color:

Type:

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Thickness:

Membrane: 15,

Bending: 15,

Material:

Material Name: + C45/55

Material Angle: 0,

Time Dependent Properties:

Concrete Shell Section Design Parameters:

Stiffness Modifiers:

Temp Dependent Properties:

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Modifier	0,001
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	0,001
Bending m22 Modifier	1
Bending m12 Modifier	1
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1
Weight Modifier	1

## ANALISI DEI CARICHI

### 5.1.1.1 Peso proprio travi e soletta

Il peso proprio relativo alle travi e alla soletta è determinato automaticamente dal programma di calcolo, considerando la sezione trasversale delle aste ed il peso specifico del calcestruzzo posto pari, questo carico è inserito nella condizione di carico elementare "DEAD".

### 5.1.1.2 Carichi permanenti

Si riassumono di seguito i valori dei carichi permanenti:

Pavimentazione:  $q_{pav} = 3.00 \text{ kN/mq}$

Barriera antirumore:  $q_{ba} = 4.00 \text{ kN/m}$

Barriera sicurezza:  $q_{bs} = 2.00 \text{ kN/m}$

Peso cordoli:  $q_{bs} = 25 \text{ kN/m}^3 * 1,02 \text{ m}^2 = 25,5 \text{ kN/m}$

Peso interspazio tra soletta e travi =  $25 \text{ kN/m}^3 * 0,138 \text{ m}^2 = 3,45 \text{ kN/m}$

### 5.1.1.3 Effetti del ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ .

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in } \text{N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa  $U_r=70\%$ , si ha il seguente valore del ritiro:  $\varepsilon_{cs} = -0.00035$

Trattandosi di un fenomeno lento si utilizza un modulo di elasticità pari a  $1/3 E_c$ .

L'effetto del ritiro è stato equiparato ad una distorsione termica uniforme di  $-35^\circ C$  tale da determinare una contrazione della soletta pari a quella prevista per il ritiro da normativa, che comporta:

$$\varepsilon_{cs} = -0.00035 \rightarrow DL/L = \alpha \cdot \Delta T \rightarrow \Delta T = \varepsilon / \alpha = 0.00035 / 0.00001 = -35^\circ$$

#### 5.1.1.4 Effetti delle dilatazioni termiche differenziali

Gli effetti termici sono suddivisi in una variazione uniforme di temperatura

- **Variazione di temperatura uniforme**, il valore di delta termico è:

$$\Delta T = \pm 25^\circ C$$

#### 5.1.1.5 Cedimenti vincolari

Si ipotizza l'entità di tali cedimenti sulla base delle istruzioni delle Ferrovie dello Stato. Tale documento suggerisce di assumere per essi un valore pari ad  $1/5000$  della luce delle campate afferenti sull'appoggio. Trattandosi di un fenomeno "lento", gli effetti prodotti dai cedimenti (qualora presi in considerazione) verranno determinati sul modello 2 (coeff. di omogeneizzazione  $n=18$ )

L'entità di tali cedimenti sarà pari a:

$$\delta = L_{media} / 5000$$

ed in particolare

$$\delta_{Sb} = \delta_{Sa} = 9500 / 5000 = 1,9 \text{ mm}$$

#### 5.1.1.6 Azione del vento

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

#### Velocità di riferimento

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



### Velocità di riferimento relativa al periodo di ritorno

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

### Pressione cinetica di riferimento

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

dove

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

### Coefficiente di esposizione

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

dove:

$$K_r = 0.19 ;$$

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

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

### Pressione del vento

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

dove

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

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

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

Considerando la geometria generale del ponte con i due impalcati adiacenti e la presenza sul lato esterno della barriera antirumore alta 4.50m, per la verifica di resistenza dell'impalcato la condizione di vento significativa è quella con direzione del vento trasversale allo stesso, e quindi ortogonale alla barriera.

L'entità delle azioni conseguenti a tale configurazione di carico sarà:

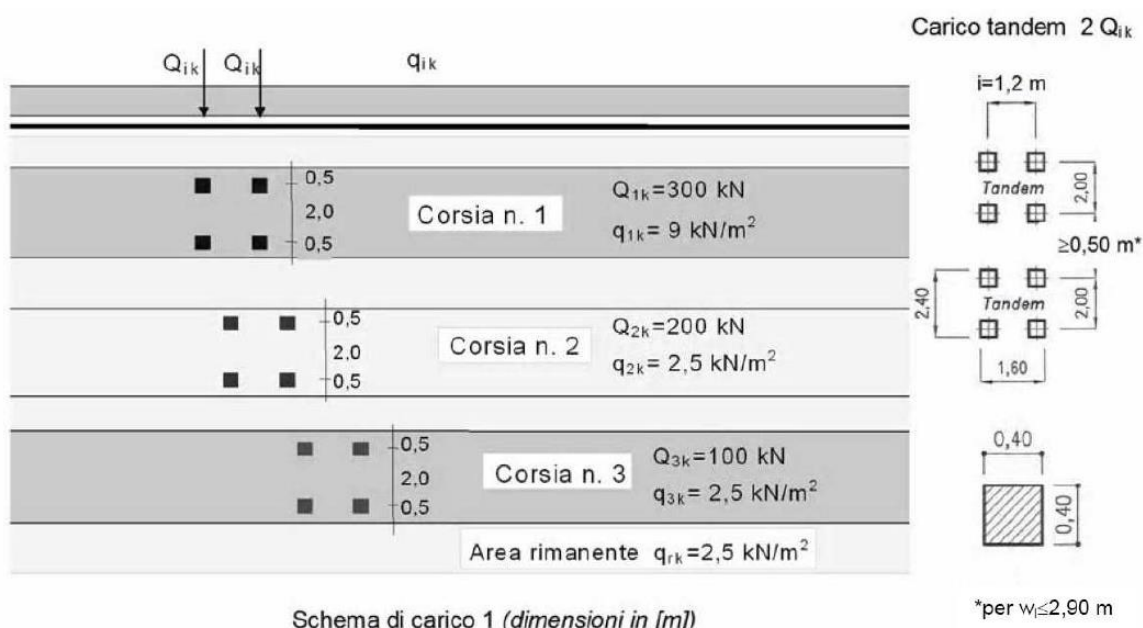
$$F_v = 2.50 \cdot (3.8) = 9.5 \text{ kN/m}$$

$$M_v = 2.50 \cdot 3.8^2 / 2 = 18.05 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$F_{v \text{ vert}} = M_v / b_{\text{tr.esterne}} = 18.05 / 17.00 \text{ m} = 1.06 \text{ kN/m}$$

### 5.1.1.7 Carichi mobili (Q)

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



La folla compatta, con valore di combinazione 2.50 kN/m<sup>2</sup> (Schema di Carico 5), non viene presa in considerazione perché non sono presenti né marciapiedi né piste ciclabili.

In senso trasversale i carichi sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave.

### 5.1.1.8 AZIONI SISMICHE

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato in condizioni sismiche, secondo il par. 7.9.5.3 della Norma è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo SLV, ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dall'azione sismica di progetto; inoltre, essendo presenti apparecchi di appoggio dissipativi, il par. 7.10.2 prevede il mantenimento in campo elastico della sovrastruttura.

Le sollecitazioni si determineranno quindi riferendosi allo spettro di risposta elastico e le verifiche di resistenza si effettueranno rispetto ai limiti di resistenza propri degli SLE ossia per la soletta ai

limiti tensionali di cui al par. 4.1.2.2.5 delle Norme e per la struttura metallica effettuando le verifiche con il metodo elastico.

Ai sensi del par. 5.1.3.12 delle NTC si assume per i carichi da traffico un coefficiente  $\psi_{2j}=0.2$  si nella combinazione delle azioni sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica.

## 5.2 ANALISI STRUTTURALE

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza sono state effettuate con riferimento alle travi maggiormente sollecitate, secondo quanto già indicato al par. 6.2.8. Considerando che la modellazione è stata effettuata schematizzando la sezione mista con due elementi frame collegati mediante link rigidi (come indicato al par. 6.1) il diagramma delle sollecitazioni delle due travi separate non è indicativo della situazione reale e pertanto non è riportato tra i diagrammi il calcolo delle sollecitazioni è stato ricavato da una sezione effettuata in corrispondenza del punto di verifica.

Secondo il par. 4.3.4.2.1 della Norma le verifiche non si possono effettuare con il metodo plastico poiché le sezioni delle travi appartengono alla *classe 3*; ci si riferirà quindi al metodo elastico (par. 4.3.4.2.1.1) effettuando la sovrapposizione degli effetti fra i vari carichi agenti e verificando le tensioni. Questa operazione viene svolta mediante un applicativo realizzato in studio che, date per ciascuna sezione le sollecitazioni complessive sulla sezione mista relative alle varie condizioni di carico, determina le tensioni agenti tenendo conto della successione delle fasi di costruzione ed esercizio; la fattorizzazione dei carichi viene pure effettuata dall'applicativo; la verifica si effettua quindi confrontando le tensioni massime con i valori di calcolo previsti dalla normativa.

## 5.3 TRAVI PRINCIPALI

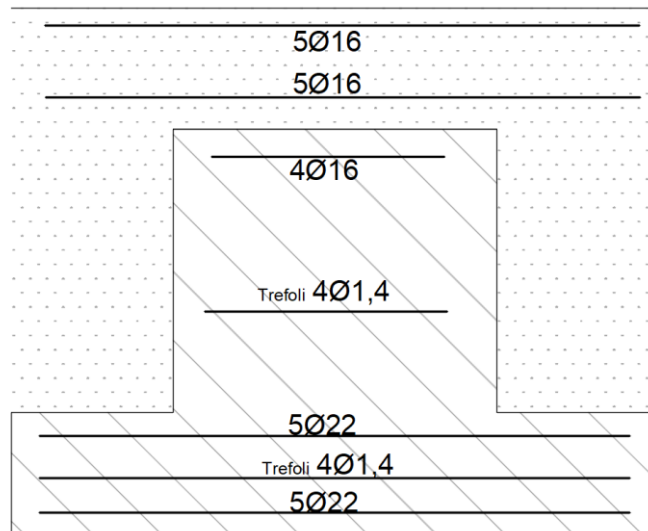
Sono state verificate le sezioni maggiormente sollecitate analizzando le diverse fasi costruttive. È stata eseguita una verifica fase 1, rappresentativa dello stato tensionale delle travi principali con carichi agenti derivanti dalla soletta considerate come preso proprio.

Inoltre è stata considerata la verifica fase 2 quando il calcestruzzo sviluppa tutti i fenomeni lenti. Per questo motivo sono state calcolate le tensioni per le diverse combinazioni di carico SLU.





Nella figura sottostante vengono riportate graficamente le armature previste per l'impalcato.



### 5.3.2 VERIFICA A TAGLIO NEGLI APPOGGI

Si riporta la verifica di resistenza a taglio come da par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018, si prescrivono staffe Ø10 passo 10 cm con copriferro di 4 cm.

$$A_{sw} := 1,57 \text{ cm}^2 \quad \text{armatura staffe}$$

$$f_{yd} := 391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 40 \text{ cm}$$

$$h := 50 \text{ cm}$$

$$c := 4 \text{ cm}$$

$$s := 10 \text{ cm}$$

$$\alpha := 90^\circ$$

$$d := h - c = 0,46 \text{ m}$$

$$V_{ed} := 347 \text{ kN}$$

$$VR := 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot \sin(\alpha) = 508,28 \text{ kN}$$

verifica soddisfatta

### 5.3.3 VERICHE SLE

CLASSE C45/55

$$f_{ctm} := 4,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$E_c := 38214,21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$b := 40 \text{ cm}$$

$$h := 65 \text{ cm}$$

$$c := 4 \text{ cm}$$

$$A_{comp} := 20 \text{ cm}^2$$

$$d := h - c = 61 \text{ cm}$$

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

$$n := 15$$

$$x := 20,78 \text{ cm}$$

$$M := 223 \text{ kN m}$$

$$\sigma_s := \frac{M}{0,9 \cdot (h - c) \cdot A_{bras}} = 213,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_{eff} := \min \left( \begin{array}{c} \left[ 2,5 \cdot (h - d) \right] \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) = 10 \text{ cm}$$

$$A_{coeff} := b \cdot h_{eff} = 400 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,23 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{bras}}{A_{coeff}} = 0,0475$$

$$k_t := 0,6$$

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

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

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

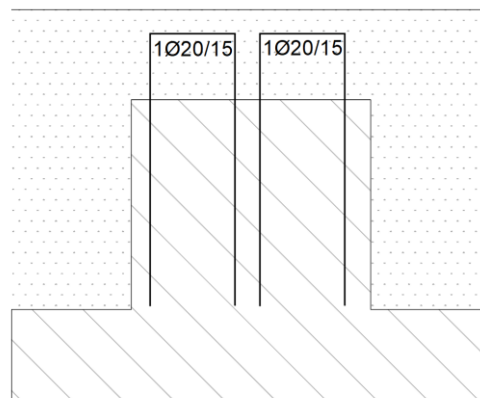
$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0007266817 \quad \text{maggiore di:} \quad 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,000641357492$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 12,63 \text{ cm}$$

$$\bar{w}_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,16 \text{ mm} \quad \text{minore di } 0,2 \text{ mm}$$

#### 5.4 VERIFICA A TAGLIO PER BARRE DI ANCORAGGIO SOLETTA

Dalle analisi delle combinazioni relative alle SLU, risulta che in corrispondenza della parte superior della trave, si verifica una tensione del calcestruzzo  $\sigma_c=6,3\text{N/mm}^2$ , considerando una superficie di contatto tra soletta e trave pari a  $0,4\text{m}\cdot 1\text{m}$  si ottiene una forza tagliante  $F_{Ed}=2500\text{ kN}$ .



**Figura 3 Barre di ancoraggio**

Prevedendo 2 barre di taglio  $\text{Ø}20/15\text{ cm}$  e considerando che in 1 metro vi sono presenti 6 coppie di barre si ancoraggio si ottiene un'area complessiva  $A_b=75,36\text{cm}^2$ .

Viene ricavato il taglio resistente  $F_{Rd}= A_b \cdot f_{yd}=7536\text{ mm}^2 \cdot 391\text{N/mm}^2=2946\text{kN}$

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $F_{Rd} > F_{Ed}$



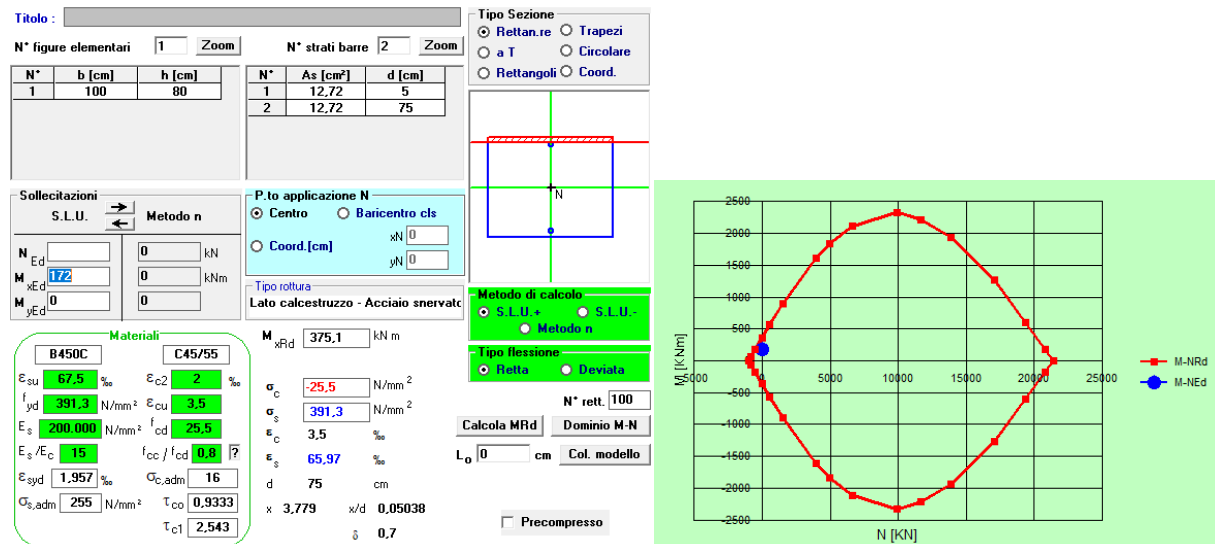
## 5.5 SOLETTA

La verifica nella direzione longitudinale della soletta è omessa in questo capitolo in quanto è compresa in quella relativa alla sezione collaborante composta dalla trave in cap e dalla soletta sovrastante; viene pertanto analizzata la sezione in direzione trasversale. Il modello di calcolo evidenzia che la massima sollecitazione a momento flettente è posta in corrispondenza dello sbalzo laterale con un valore massimo pari a  $M=172\text{kN}\cdot\text{m/m}$ .

Di seguito si riporta la verifica della sezione in corrispondenza del collegamento con la trave di bordo.

Nella tabella sottostante è mostrata la geometria e l'armatura prevista nella sezione maggiormente sollecitata della soletta:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80	
Armatura tesa ( $\text{cm}^2$ )	5 $\Phi$ 18/m	= 12.72
Copriferro c (cm)	5.00	
Armatura compressa ( $\text{cm}^2$ )	5 $\Phi$ 18/m	= 12.72
Copriferro armatura compressa c' (cm)	5.00	



## 6 CALCOLO DELLE FRECCE MASSIME

Nelle tabella seguente si riportano i risultati in termini di abbassamenti massimi in corrispondenza della mezzeria della campata centrale e delle campate laterali per le travi longitudinali (tale spostamento è da intendersi come spostamento relativo tra l'estremo libero e l'estremo vincolato).

In particolare vengono riportati gli abbassamenti provocati dai seguenti carichi:

- Peso proprio della struttura in acciaio (sezione resistente solo acciaio);
- Peso della soletta in c.a. (sezione resistente solo acciaio);
- Peso dei carichi permanenti (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione:  $n=18$ , carichi di lunga durata – caso sezione a momento negativo non fessurata);
- Azione del Ritiro (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione:  $n=18$ , carichi di lunga durata – caso sezione a momento negativo non fessurata);
- Carichi variabili da traffico coefficiente moltiplicativo dei carichi pari a (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione:  $n=6$ , carichi di breve durata – caso sezione a momento negativo non fessurata).

Dovrà risultare che le deformazioni elastiche dovute ai carichi relative peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato  $f_p \leq 1/300 L$ ,

$$f_p = 6.35 \text{ mm}$$

$$L = 9.5 \text{ m}$$

$$f_p \leq 1/300 L$$

$$6.35 \text{ mm} < 31.6 \text{ mm}$$

Le contrefrecce di officina sono assunte pari agli abbassamenti teorici dovuti ai carichi permanenti sommati a quelli dovuti al ritiro (solo se positivo cioè verso il basso) più il 25% degli abbassamenti teorici dovuti ai carichi mobili:

$$\text{contrefreccia} = f_{G1} + f_{G2} + f_{R+} + 0.25f_M$$

Contrefrecce di officina	Valore di calcolo	Valore assunto
Campata centrale	7.98mm	8mm