

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO  
Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa  
Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)  
e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)  
1° stralcio

**PROGETTO ESECUTIVO**

cod. AN58

PROGETTAZIONE:  
RAGGRUPPAMENTO  
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:

MANDANTI:



**sinergo**

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE:

*Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045*

OPERE D'ARTE MINORI:

*Ing. Stefano Muffato – Sinergo SpA  
Ordine Ingegneri Provincia di Venezia n. 2087*

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Massimo Mezzanica – Società Pro Iter Srl  
Albo Geol. Lombardia n. A762*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Via Srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502*

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

*Dott. ing. Vincenzo Catone*

PROTOCOLLO:

DATA:



**07 - OPERE D'ARTE MINORI**

**07.15 - TO.04 - TOMBINO VIA CA' LILLINA (Prog. km 0+320)**

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA
<b>PROGETTO</b>	<b>LIV. PROG.</b>	<b>N. PROG.</b>	T00TM04STRRE01.pdf			
<b>L</b> <b>0</b> <b>7</b> <b>0</b> <b>2</b> <b>M</b>	<b>E</b>	<b>2</b> <b>1</b> <b>0</b> <b>1</b>	<b>T</b> <b>0</b> <b>0</b> <b>T</b> <b>M</b> <b>0</b> <b>4</b> <b>S</b> <b>T</b> <b>R</b> <b>R</b> <b>E</b> <b>0</b> <b>1</b>		<b>A</b>	R
D						
C						
B						
A	EMISSIONE		FEBBRAIO 2023	ZUFFELLATO	GALANTE	MUFFATO
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



**INDICE**

<b>1</b>	<b>INQUADRAMENTO GENERALE .....</b>	<b>1</b>
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	1
<b>2</b>	<b>NORME DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>3</b>
2.1	NORMATIVA NAZIONALE COGENTE .....	3
2.2	EUROCODICI.....	3
2.3	NORME EN, UNI, ISO .....	4
2.4	NORME CNR.....	5
<b>3</b>	<b>VITA NOMINALE E CLASSI D'USO .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>9</b>
4.1	OPERE IN ELEVAZIONE ED IN FONDAZIONE.....	9
4.1.1	Calcestruzzo .....	9
4.1.2	Acciaio per calcestruzzo ordinario.....	10
4.1.3	Copriferro.....	10
<b>5</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA.....</b>	<b>11</b>
5.1	CRITERI DI VERIFICA .....	11
5.1.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi .....	11
5.1.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso-flessione.....	11
5.1.1.2	Verifiche a taglio .....	11
5.1.2	Verifiche agli Stati Limite di esercizio .....	13
5.1.2.1	Verifiche a fessurazione.....	13
5.1.3	Verifica della capacità portante .....	15
5.1.4	Metodo pseudo-statico .....	21
5.2	MODELLO DI CALCOLO .....	22
5.2.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo .....	22
<b>6</b>	<b>SCATOLARE .....</b>	<b>23</b>
6.1	ANALISI DEI CARICHI .....	23
6.1.1	Pesi propri strutturali ( $g_1$ ).....	23
6.1.1.1	Calcestruzzo .....	23
6.1.2	Carichi permanenti portati ( $g_2$ ).....	23
6.1.2.1	Pavimentazione .....	23
6.1.2.2	Rilevati e spinta delle terre ( $g_3$ ).....	23
6.1.3	Carichi variabili .....	25
6.1.3.1	Azioni variabili da traffico. Carichi verticali ( $q_1$ ) .....	25
6.1.3.2	Azioni variabili da traffico. Azione centrifuga ( $q_4$ ).....	26
6.1.3.3	Azione del vento ( $q_{5,1}$ ).....	26
6.1.3.4	Azione della neve ( $q_{5,2}$ ).....	26
6.1.3.5	Azioni della temperatura ( $q_7$ ).....	26
6.1.3.6	Resistenze passive dei vincoli ( $q_9$ ).....	26
6.1.4	Azioni sismiche .....	26
6.1.5	Combinazioni di carico.....	29

6.1.5.1	Combinazioni S.L.U. ....	29
6.1.5.2	Combinazioni S.L.E. ....	29
6.2	SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE .....	30
6.2.1	<i>Verifiche</i> .....	30
6.2.1.1	Verifica allo SLU .....	30
6.2.1.2	Verifica fessurazione.....	31
7	<b>VERIFICA INGHISAGGIO</b> .....	<b>33</b>

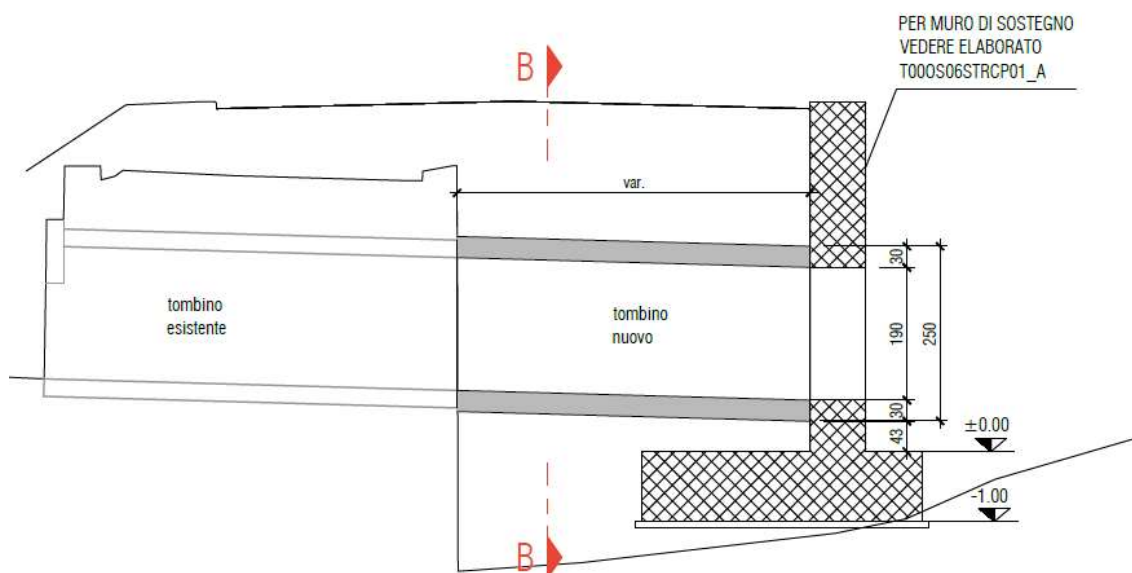
## 1 INQUADRAMENTO GENERALE

La presente costituisce la relazione di calcolo relativa al progetto dei tombini idraulici inerenti al progetto esecutivo di "adeguamento a due corsie della galleria della Guinza (Lotto 2°) e del tratto Guinza-Mercatello Ovest (Lotto 3°)". Più dettagliatamente, il 2° Lotto comprende la Galleria della Guinza, mentre il 3° Lotto comprende tutte le opere dall'uscita della Guinza sul lato marchigiano, fino al termine dell'intervento. Nello specifico l'intervento di realizzazione dei tombini stradali riguarda il solo lotto terzo con interventi localizzati a Mercatello sul Metauro (PU) nella regione Marche.

Nel seguito vengono descritte le caratteristiche generali dell'opera e vengono esposte le modalità di calcolo, i risultati delle analisi e le verifiche degli elementi strutturali.

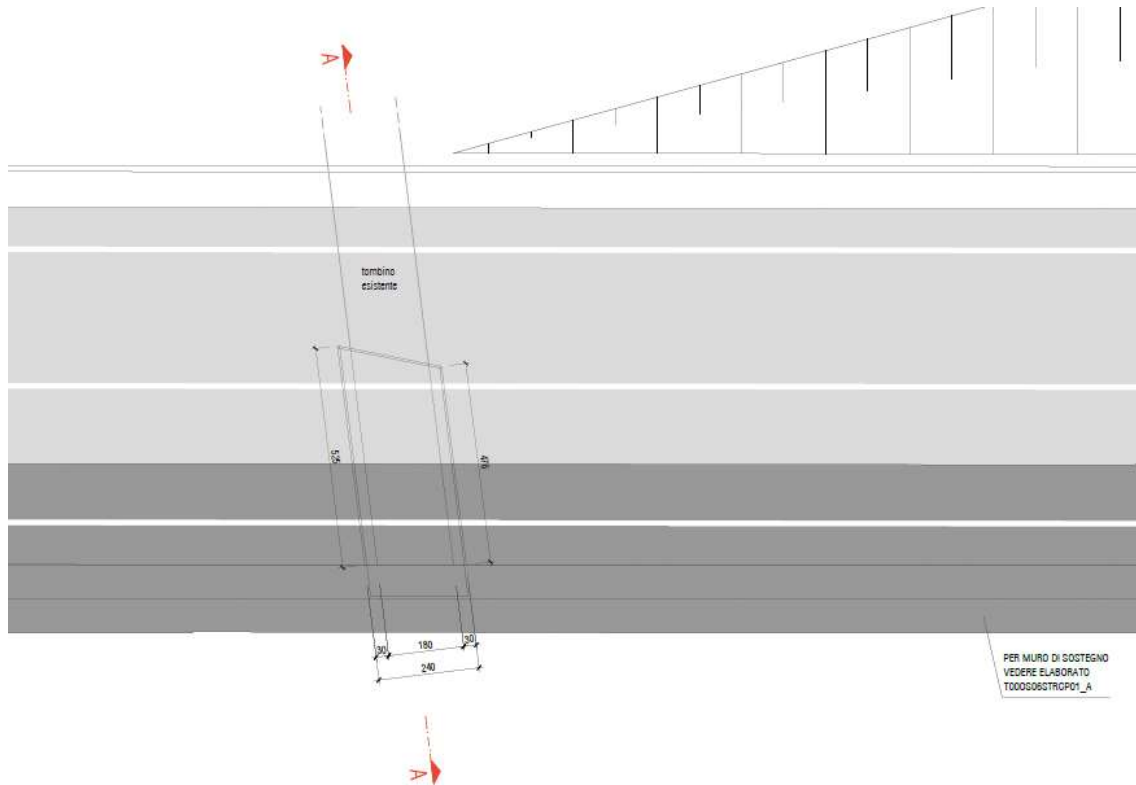
### 1.1 Descrizione dell'opera

Il tombino in questione si posiziona in corrispondenza della chilometrica 0+320 all'asse 1\_2.24 di via Ca' Lillina. L'intervento si compone di un prolungamento di un tombino esistente in muratura cui viene inghisato tramite barre di armatura il tratto nuovo costruito in calcestruzzo armato gettato in opera. Quest'ultimo si innesta poi su di un muro di contenimento di nuova costruzione attraverso un'apertura di sezione rettangolare. Il prolungamento del tombino esistente si presenta come un elemento scatolare di sezione rettangolare con dimensioni interne di 1,8 x 1,9 m e spessore pareti di 30 cm. Il manufatto viene armato con barre  $\phi$  16 passo 20 cm in direzione orizzontale e verticale. Di seguito vengono riportare le geometrie dell'opera in questione.



**SEZIONE LONGITUDINALE**

**Relazione di calcolo tombino TO.04**



**PLANIMETRIA DI INSERIMENTO**

## 2 NORME DI RIFERIMENTO

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione. La normativa di riferimento è il D.M. 17/01/2018; quando quest'ultima non sia sufficientemente esaustiva si fa riferimento agli Eurocodici, norme CNR e norme UNI / UNI-ISO / UNI-EN / UNI-EN-ISO.

### 2.1 Normativa nazionale cogente

- [1] Legge 5 novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [3] C.M. 21/01/2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018
- [4] D.Lgs. 30/04/92, n. 285 e s.m.i. - “Nuovo Codice della Strada”
- [5] D.P.R.16/12/92 n.495 e s.m.i. “Regolamento di esecuzione e di attuazione del Codice della Strada”

### 2.2 Eurocodici

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

#### **Eurocodice** – Criteri generali di progettazione strutturale

- [1] UNI EN 1990:2006

#### **Eurocodice 1** – Azioni sulle strutture

- [2] UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- [3] UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [4] UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [5] UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- [6] UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- [7] UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- [8] UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

#### **Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- [9] UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [10] UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [11] UNI EN 1992-4:2018 Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo

#### **Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture in acciaio

- [12] UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [13] UNI EN 1993-1-5:2019 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [14] UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

[15] UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

[16] UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

[17] UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

[18] UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

**Eurocodice 4** – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

[19] UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

[20] UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

**Eurocodice 7** – Progettazione geotecnica

[21] UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali

[22] UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

**Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

[23] UNI EN 1998-1:2013 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

[24] UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti

[25] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

## 2.3 Norme EN, UNI, ISO

Calcestruzzo:

[1] EN 206:2016 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

[2] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

Acciaio per strutture metalliche e strutture composte:

[3] EN 10025-1:2004

[4] EN 10025-2:2019

[5] EN 10025-3:2019

[6] EN 10025-4:2019

[7] EN 10025-5:2019

[8] EN 10025-6:2019

[9] EN 10210-1

[10] EN 10219-1

Bulloni e chiodi:

[11] EN 15048

[12] EN 14399

[13] EN 10263

Saldature:

[14] EN ISO 4063:2011

[15] EN 1011



[16]EN ISO 9692

## 2.4 Norme CNR

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [1] CNR-DT 207 R1/2018 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [2] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [3] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;
- [4] CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

### 3 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

La vita nominale  $V_N$  dell'opera strutturale in oggetto è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'effettiva durata della costruzione non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella indicata nella Tab. 2.4.I del D.M.18 di seguito riportata.

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

#### Vita nominale $V_N$ per diversi tipi di opere

Con riferimento alla tabella precedente si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso, come definite nel D.M. 18.

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tale valore riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{VR}$  corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.1 della NTC), il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

**Valori del coefficiente d'uso**

Nello specifico si considera quanto segue:

► **VITA NOMINALE DI PROGETTO (TAB. 2.4.I §2.4.1 NTC 2018)**

Tipo di costruzione	<b>Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari</b>
Valore minimo vita nominale di progetto $V_N$ (anni)	50

► **CLASSI D'USO (§2.4.2 NTC 2018)**

Classe d'uso dell'opera

**Classe IV**

Descrizione:

*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*

► **PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (TAB. 2.4.II §2.4.3 NTC 2018)**

Classe d'uso dell'opera

Classe IV

Coefficiente d'uso  $C_u$

2

Periodo di riferimento  $V_R$  (anni)

100

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione. La normativa di riferimento è il D.M. 17/01/2018; quando quest'ultima non sia sufficientemente esaustiva si fa riferimento agli Eurocodici, norme CNR e norme UNI / UNI-ISO / UNI-EN / UNI-EN-ISO.

## 4 MATERIALI

Si riportano nel seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzati sia per la progettazione del nuovo intervento che per la verifica dell'esistente.

### 4.1 Opere in elevazione ed in fondazione

#### 4.1.1 Calcestruzzo

Le opere in esame vengono realizzate con calcestruzzo le cui caratteristiche vengono riportate nel seguito.

#### Caratteristiche del calcestruzzo (§3.1 EN 1992-1-1:2005, §11.2.10 NTC 2018)

Classe di resistenza		<b>C28/35</b>	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	35	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	28	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	15.87	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	36	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1.94	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1.29	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2.77	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{cfm} =$	3.32	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	32308	N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico	$w =$	25	kN/m <sup>3</sup>

#### Classe di resistenza minima raccomandata (Prospetto 4.3N EN 1992-1-1:2005)

##### **Corrosione indotta da carbonatazione**

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	<b>XC4</b>
Classe di resistenza minima	C28/35
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	300
Contenuto minimo di aria (%)	-
Altri requisiti	-

##### **Corrosione da attacchi gelo-disgelo**

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	<b>XF4</b>
Classe di resistenza minima	C28/35
Rapporto massimo a/c	0.45
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	340
Contenuto minimo di aria (%)	4

Altri requisiti

Aggregati in accordo alla EN  
12620 con sufficiente resistenza  
al gelo/disgelo

RTI di progettazione:

Mandataria

Mandanti

#### 4.1.2 Acciaio per calcestruzzo ordinario

##### Barre ad aderenza migliorata B450C

Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540	MPa
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza allo snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391.30	MPa

#### 4.1.3 Copriferro

Il copriferro e la classe minima di calcestruzzo da adottarsi vengono assunti in base al paragrafo §C4.1.6.1.3 C-NTC 2018.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

##### Barre da C.A. – altri elementi

Classe Calcestruzzo:	C28/35
Condizioni ambientali:	aggressive
Vita nominale costruzione:	50 [anni]
Tolleranza di posa:	10 [mm]

Pertanto per il caso in esame il copriferro prescritto per la soletta dell'impalcato è pari a:

$$c = 30 (C > C_o) + 10 (\text{tolleranza}) = 40 \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ mm}$$

## 5 ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA

Si riporta nel seguito una breve descrizione dei metodi di calcolo e dei criteri di verifica adottati.

### 5.1 Criteri di verifica

In accordo alla normativa vigente il metodo di verifica adottato è il Metodo Semiprobabilistico agli Stati limite.

#### 5.1.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

##### 5.1.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso-flessione

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.3.4.2 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- $M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;
- $N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- $M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

##### 5.1.1.2 Verifiche a taglio

Per la verifica a sollecitazione tagliante si fa riferimento al caso di *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.3.5.1.

Indicato con  $V_{Ed}$  il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left( 0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

con l'altezza utile della sezione espressa in mm

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

con  $b_w$  larghezza minima della sezione espressa in mm

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

I carichi applicati alla struttura possono essere considerati come carichi distribuiti, pertanto la verifica al taglio viene condotta nella sezione dell'elemento con distanza non minore di  $d$  dal bordo dell'appoggio in accordo al §6.2.1 dell'EC2.

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd} )$$

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

$\vartheta$	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2.5$
$\alpha$	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale
$s$	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativi pari a:
1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$



### 5.1.2 Verifiche agli Stati Limite di esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 17.01.2018).

- Calcestruzzo compresso:
  - Combinazione rara  $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$  per cls C28/35  $\rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$
  - Combinazione quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$  per cls C28/35  $\rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$
  
- Acciaio teso:
  - Combinazione rara  $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$  per acciaio B450  $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

#### 5.1.2.1 Verifiche a fessurazione

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi:

- **Combinazioni di azioni:**
  - Frequente (indicata con FR);
  - Quasi Permanente (indicata con QP).
  
- **Condizioni ambientali:**
  - Ordinarie;
  - Aggressive;
  - Molto Aggressive.
  
- **Sensibilità delle armature alla corrosione:**
  - Sensibili (acciai da precompresso);
  - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>d</sub>	Stato limite	w <sub>d</sub>
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi perman.	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>
<b>b</b>	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm};$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm};$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

Con l'ausilio del programma di calcolo "STS Stati Limite", si procede al calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura w<sub>d</sub>, confrontandolo con i valori limite precedentemente definiti.

Il calcolo è condotto attraverso i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure ( $\Delta_{sm}$ );
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura ( $\epsilon_{sm}$ );
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).

Per il calcolo di  $\Delta_{sm}$  e  $\epsilon_{sm}$  si utilizzano criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica: in particolare si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°7 del 21/01/2019 (*"Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*).

#### 5.1.2.1.1 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$  e  $w_3$  riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

#### 5.1.2.1.2 Ampiezza delle fessure

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 17.01.2018, la classe di esposizione individuata per le parti in calcestruzzo rivolte all'interno dei tombini idraulici riconduce a condizione ambientale del tipo "Aggressiva". Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
				Stato Limite	$w_d$
Gettato in opera	XC4 – XF3	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.3 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.2 \text{ mm}$

Per quanto riguarda invece le parti in calcestruzzo perennemente a contatto con il terreno caratterizzanti quindi l'esterno dei tombini idraulici, si può far riferimento a una condizione ambientale del tipo "Ordinaria" dovuta alla classe di esposizione XC2 ("Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo") o XC3 ("Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta"). Ne risulta che i limiti di apertura delle fessure sono i seguenti:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
				Stato Limite	$w_d$
Gettato in opera	XC2 – XF1	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
	XC3 – XF1		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

#### 5.1.3 Verifica della capacità portante

Come indicato da DM 17.01.2018 al § 6.4.2, viene condotta la verifica a capacità portante della fondazione seguendo la combinazione A1+M1+R3 dell'approccio 2.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono assunti unitari come indicato dalla Tab.6.2.II per la combinazione M1.

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_V$	$\gamma_V$	1,0	1,0

I coefficienti parziali per le azioni sono quelli considerati per le verifiche strutturali (A1) come indicato nella Tab. 5.1.V. riportata di seguito.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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, 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

Il coefficiente  $\gamma_3$  per la verifica della capacità portante viene assunto pari a 2.30 come indicato dalla Tab. 6.4.I

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La verifica di capacità portante della fondazione risulta soddisfatta se il rapporto tra la pressione limite e la pressione massima sul terreno risulta maggiore di 1.00.

$$q_{lim} / q_{max} \geq 1.00$$

dove:  $q_{max}$  = pressione massima sul terreno;

$q_{lim}$  = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen, ridotta di un fattore di sicurezza  $F_s$  pari a 2.30

Calcolo della pressione limite della fondazione

La capacità portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poiché la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si sono trascurati i corrispondenti fattori correttivi. Il carico limite è pertanto fornito dalle seguenti espressioni:

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q' \quad (*)$$

dove:  $\gamma'$  = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);

$B$  = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);

$c'$  = coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;

$c_u$  = coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;

$q'$  = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;

$N_\gamma, N_c, N_q$  = coefficienti di capacità portante;

$s_\gamma, s_c, s_q, s_c^0$  = coefficienti di forma;

$d_\gamma, d_c, d_q, d_c^0$  = coefficienti correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa;

$i_\gamma, i_c, i_q, i_c^0$  = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;

$b_\gamma, b_c, b_q, b_c^0$  = coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione;

$g_\gamma, g_c, g_q, g_c^0$  = coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna.

(\*) nel caso di piano campagna inclinato, all'espressione di  $q_{lim}$  per terreno puramente coesivo va aggiunto il termine:

$$- 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot \left( 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot 2\beta$$

con  $\beta$  inclinazione del piano del piano campagna rispetto all'orizzontale e  $L$  lunghezza della fondazione.

Di seguito vengono riepilogate le espressioni utilizzate per determinare la larghezza equivalente della fondazione, l'entità sovraccarico e i valori dei diversi coefficienti.

a) *Larghezza equivalente della fondazione:*

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

dove:  $B_R$  = larghezza reale della fondazione;

$M$  = momento risultante sulla fondazione;

$N$  = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

b) *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

dove:  $\gamma_t$  = peso del terreno di ricoprimento;

$D$  = profondità del piano di posa della fondazione.

Nel presente caso, il carico  $q'$  è stato trascurato nel calcolo della capacità portante della fondazione.

c) *Coefficienti di capacità portante:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$N_q = \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione.

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$N_c = 2 + \pi$$

d) *Coefficienti di forma (per B<L):*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$s_{\gamma} = 1 + 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}(\phi')$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$s_c^0 = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;

$B$  = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);

$L$  = lunghezza della fondazione.

e) *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \text{sen}(\phi')]^2 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \text{sen}(\phi')]^2 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_{\gamma} = 1$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

- dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;  
 $B_R$  = larghezza reale della fondazione;  
 $D$  = profondità del piano di posa della fondazione;

f) *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0.7 \cdot H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \text{ctg}(\phi')} \right]^5$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 \cdot H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \text{ctg}(\phi')} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_q - 1}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c} \quad m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

- dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;  
 $c'$  = coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;  
 $c_u$  = coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;  
 $B$  = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);  
 $L$  = lunghezza della fondazione;  
 $N$  = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;  
 $H$  = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;  
 $N_q$  = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);

g) *Coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$b_\gamma = \exp \left[ - 2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg}(\phi') \right]$$

$$b_q = \exp \left[ - 2 \cdot \eta \cdot \text{tg}(\phi') \right]$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$



- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;

$\eta$  = angolo di inclinazione del piano di fondazione rispetto all'orizzontale.

*h) Coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$g_q = g_\gamma = [1 - 0.5 \cdot \text{tg}(\beta)]^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo

$$b_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;

$\beta$  = angolo di inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

### 5.1.4 Metodo pseudo-statico

Il sisma per il caso in esame viene preso in conto secondo il metodo pseudostatico. L'analisi pseudo-statica lineare viene condotta applicando alla struttura un'azione sismica rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici verticale e orizzontale vengono calcolati mediante le seguenti espressioni: coefficiente sismico orizzontale

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

coefficiente sismico verticale

$$k_v = \pm \frac{k_h}{2}$$

Essendo:

- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- $g$  = accelerazione di gravità

Il valore del coefficiente di riduzione  $\beta_m$  assume il valore di  $\beta_s = 0,28$  per la categoria di sottosuolo B.

## **5.2 Modello di calcolo**

### **5.2.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**

I codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo di seguito presentati sono di accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle proprie caratteristiche.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato.

Il modello di calcolo utilizzato si avvale di una schematizzazione su base bidimensionale del manufatto oggetto di relazione secondo un foglio di calcolo precedentemente impostato.

La soletta inferiore poggia su molle alla Winkler, la cui costante è assunta, sulla base delle indagini e della caratterizzazione geologico-geotecnica effettuata, pari a:

$$k_w = 4000 \text{ kN/m}^3$$

## 6 SCATOLARE

### 6.1 Analisi dei carichi

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi relativa all'opera in esame.

#### 6.1.1 *Pesi propri strutturali (g<sub>1</sub>)*

##### 6.1.1.1 Calcestruzzo

Il peso degli elementi in calcestruzzo è calcolato con il seguente valore per unità di volume:

$$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

#### 6.1.2 *Carichi permanenti portati (g<sub>2</sub>)*

I carichi permanenti da considerare vengono elencati nel seguito nel loro valore a metro di sviluppo di implacato. I carichi vengono espressi nel seguito per metro di larghezza del manufatto in esame; vengono poi moltiplicate per la larghezza dello stesso per ottenere i carichi da inserire nel modello di calcolo.

##### 6.1.2.1 Pavimentazione

Si considera un peso per unità di volume della pavimentazione di 24 kN/m<sup>3</sup> e uno spessore di 15 cm (per considerare eventuale riasfaltatura senza scarifica).

$$G_{2,1} = 0.15 \times 24 = 3.6 \text{ kN/m}$$

##### 6.1.2.2 Rilevati e spinta delle terre (g<sub>3</sub>)

Applicando ai parametri geotecnici i coefficienti parziali indicati nelle NTC2018, ovvero la combinazione unica (A1 +M1+R3) si ottengono le seguenti caratteristiche del terreno assunte per il calcolo:

$$\begin{aligned} \gamma_r &= 1 \\ \gamma_\phi &= 1 \\ \gamma_c &= 1 \end{aligned}$$

#### Caratteristiche del terreno a tergo della spalla

Peso proprio	$\gamma =$	<b>19</b>	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	$\phi =$	<b>32</b>	°
Coefficiente di spinta a riposo	$k_0 =$	<b>0.47</b>	

La geometria dei piedritti è invece la seguente:

**Piedritti**

Altezza piedritti	$h =$	<b>1.9</b>	m
Spessore piedritti	$t =$	<b>0.3</b>	m
Peso specifico materiale piedritti	$\gamma =$	<b>25</b>	kN/m <sup>3</sup>

**6.1.2.2.1 Spinte agenti sui piedritti in condizioni statiche**

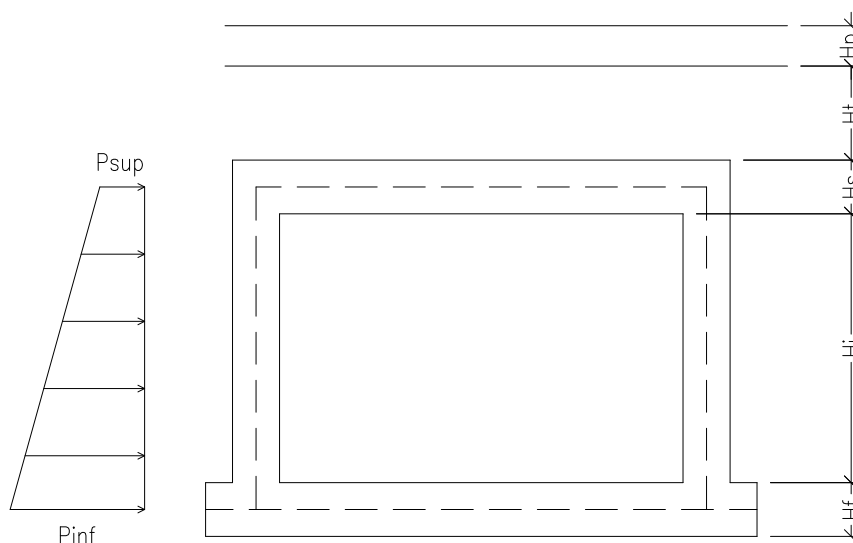
Si suppongono in questo caso condizioni di spinta a riposo:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi$$

La spinta delle terre viene applicata sulle pareti verticali esterne, al di sopra del livello di falda, come carico a m linearmente variabile lungo l'altezza della parete secondo la formula:

$$s_t(z) = k_0 \cdot \gamma_d \cdot z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali come indicato in figura seguente.



**Spinta a riposo delle terre da sinistra:**

La spinta a riposo calcolata in asse alla soletta superiore è pari a:

$$p_{\text{sup}} = k_0 \times [\gamma_{\text{pav}} \times H_{\text{pav}} + \gamma_t \times (H_t + H_s/2)] = 0.47 \times [30 \times 0.15 + 19 \times (2.6 + 0.30/2)] = 26.67 \text{ kN/m}$$

Indicando con  $H_c$  l'altezza di calcolo dei piedritti (da metà soletta superiore fino a metà fondazione) e con  $h_w$  l'altezza del battente idraulico esterno (da livello falda fino a quota mezzera fondazione), la spinta a riposo calcolata a livello della falda è pari a:

$$p_{\text{falda}} = p_{\text{sup}} + k_0 \times [\gamma_t \times (H_c - h_w)] = 26.67 + 0.47 \times [19 \times 2.4] = 48.1 \text{ kN/m}$$

*RTI di progettazione:*

Mandataria

Mandanti

La spinta a riposo calcolata in asse alla fondazione è invece pari a:

$$P_{inf} = p_{falda} + k_0 \times [(\gamma_t - 10) \times h_w] = 48.1 + 0.47 \times [(19-10) \times 0] = 48.1 \text{ kN/m}$$

Spinta a riposo delle terre da destra:

Il diagramma delle pressioni calcolato al punto precedente viene applicato analogamente sul piedritto destro.

Le spinte statiche sopra definite sono da intendersi come valori massimi agenti sui piedritti della struttura scatolare; per mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera, saranno considerate combinazioni di carico con le spinte statiche ridotte al 70% solo su un piedritto destro e contemporaneamente su entrambi i lati dello scatolare.

### **6.1.3 Carichi variabili**

#### **6.1.3.1 Azioni variabili da traffico. Carichi verticali ( $q_1$ )**

La forza di frenatura  $q_3$  (o di accelerazione cambiando il verso d'azione) è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.50 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i = 2.4 \text{ m (larghezza della soletta compresa i piedritti)}$$

Si ha pertanto:

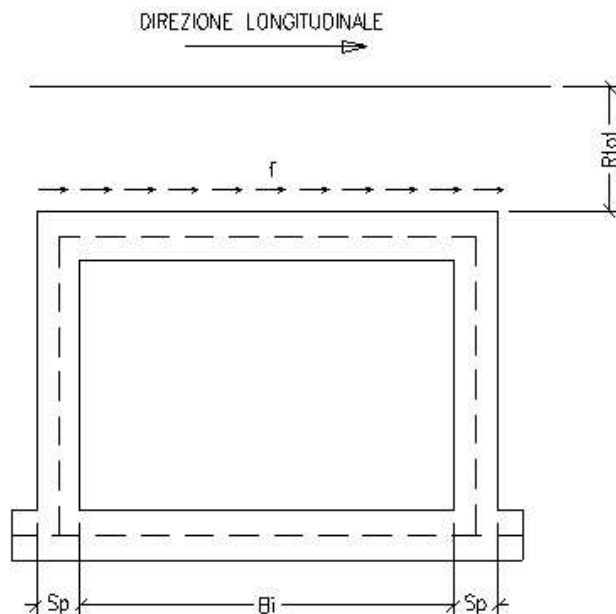
$$q_3 = 367.5 \text{ kN.}$$

L'azione derivante dalla frenatura (condizione di carico **FREN**) viene considerata tramite un carico equivalente pari a:

$$f = q_3 / (L_{calc} \times B) = 367.5 / (2.40 \times 18.20) = 8.41 \text{ kN/m}$$

con  $q_3$  definito in precedenza;

$$B = 3.5 \text{ m} + 2 \times \tan 45^\circ \times R_{tot} = 18.2 \text{ m.}$$



#### 6.1.3.2 Azioni variabili da traffico. Azione centrifuga ( $q_4$ )

L'impalcato del ponte in esame è ad asse rettilineo, pertanto viene trascurata l'azione centrifuga.

#### 6.1.3.3 Azione del vento ( $q_{5,1}$ )

L'azione del vento non è dimensionante per il caso in esame.

#### 6.1.3.4 Azione della neve ( $q_{5,2}$ )

Per il caso in esame l'azione della neve non è dimensionante.

#### 6.1.3.5 Azioni della temperatura ( $q_7$ )

Per il caso in esame la deformazione conseguente all'azione termica non è dimensionante.

#### 6.1.3.6 Resistenze passive dei vincoli ( $q_9$ )

Non presenti nel caso in esame.

### 6.1.4 Azioni sismiche

Le analisi sismiche sono state effettuate secondo un approccio pseudo-statico con azioni statiche equivalenti all'azione inerziale e proporzionali, tramite i coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v = \pm 0,5k_h$ , al peso della massa potenzialmente instabile. Il segno  $\pm$  sta ad indicare che la componente verticale dell'azione sismica è considerata agente sia verso l'alto che verso il basso.

Considerando i seguenti parametri:

Vita nominale della costruzione:  $V_N = 50 \text{ anni}$ ;

Classe d'uso:  $IV - c_u = 2,0$ ;

Periodo di riferimento:  $V_R = 50 \text{ anni} \cdot 2,0 = 100 \text{ anni}$ ;

Terreno tipo:  $B$

Categoria topografica:  $T2$

Fattore di struttura:  $q_0 = 1,5$

Regolarità in altezza:  $SI$

Si riportano i valori delle principali grandezze sismiche per il sito di progetto relative allo stato limite di salvaguardia della vita SLV e di danno SLD, limitatamente al caso analizzato.

<b>SLATO LIMITE</b>	$a_g$ [g]	$S_s$ [-]	$S_T$ [-]	$S$ [-]	$a_{max}$ [g]	$\beta_m$ [-]	$k_h$	$k_v$
<b>SLD</b>	0.124	1.200	1.200	1.440	0.179	1.0	0.179	$\pm 0.090$
<b>SLV</b>	0.288	1.124	1.200	1.349	0.388	1.0	0.388	$\pm 0.194$

**TABELLA ERRORE. NEL DOCUMENTO NON ESISTE TESTO DELLO STILE SPECIFICATO..1 – PARAMETRI SISMICI**

dove:  $a_g$  accelerazione sismica massima attesa di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;

$S_s$  coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T$  coefficiente di amplificazione topografica;

$S = S_s \cdot S_T$ ;

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

$\beta_m$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

$k_h$  coefficiente pseudo-statico orizzontale per muri;

$k_v$  coefficiente pseudo-statico verticale per muri;

*RTI di progettazione:*

Mandataria

Mandanti

Si noti in particolare che, in coerenza con quanto disposto al §7.11.6.2.1 di NTC2018, per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore del coefficiente  $\beta_m$  è stato assunto unitario.

Per tener conto delle azioni sismiche, nel caso dinamico oltre alla spinta statica sono state considerate anche forze di inerzia orizzontali e verticali, proporzionali al peso della struttura e del cuneo di spinta, ed un incremento di spinta orizzontale del terreno.

L'incremento di spinta del terreno  $\Delta P_d$  è pari alla differenza tra la spinta calcolata in condizioni statiche+sismiche ( $F_d$ ) e quella calcolata in condizioni statiche ( $F$ ):

$$\Delta P_d = F_d - F$$

La spinta di calcolo risultante del terreno, somma di quella statica e di quella dinamica, è data dall'equazione seguente:

$$F_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

Dove  $H$  è l'altezza del muro,  $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno,  $K$  è il coefficiente di spinta statico+dinamico del terreno, che per gli stati di spinta attiva viene ricavato a mezzo della formula di Mononobe-Okabe e  $k_v$  è il coefficiente sismico verticale.

Nelle analisi l'incremento di spinta è stato applicato a tergo del muro come un carico distribuito di forma rettangolare. Occorre considerare inoltre le forze d'inerzia dovute alla massa del muro e del cuneo di spinta, che assumono la seguente espressione:

$$F_h = k_h \cdot W \qquad F_v = k_v \cdot W$$

in cui  $W$  è la massa inerziale equivalente del muro e del terreno soprastante la zattera di fondazione a monte del muro. Tali forze vanno applicate nel baricentro dei pesi.



### 6.1.5 Combinazioni di carico

#### 6.1.5.1 Combinazioni S.L.U.

Allo Stato Limite Ultimo la combinazione di riferimento è quella fondamentale:

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

dove:

$G_1$	valore caratt. delle azioni da peso proprio;
$G_2$	valore caratt. delle azioni da carichi permanenti portati;
$Q_{k1}$	valore caratt. dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
$Q_{ki}$	valore caratt. delle azioni variabili tra loro indipendenti;
$P$	valore caratt. delle deformazioni impresse;
$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$	coefficienti parziali per le azioni;
$\psi_{0i}$	coefficienti di comb. per le verifiche allo stato limite ultimo.

#### 6.1.5.2 Combinazioni S.L.E.

Agli Stati limite di Esercizio si considerano invece le seguenti:

- Combinazione caratteristica (rara)

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

- Combinazione frequente

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

- Combinazione quasi permanente

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

## 6.2 SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE

Si riportano nel seguito gli esiti delle verifiche condotte per il manufatto in esame.

### 6.2.1 Verifiche

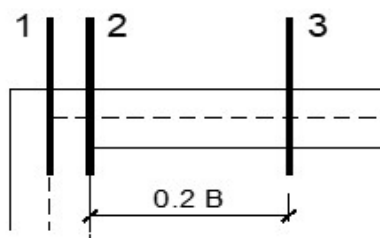
#### 6.2.1.1 Verifica allo SLU

Si riportano le sollecitazioni agenti sui punti sensibili oggetto di verifica.

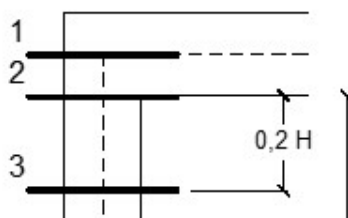
Ai fini della verifica dei manufatti oggetto di relazione vengono riportate le sollecitazioni agenti sui punti sensibili individuati nel nodo di collegamento tra le pareti verticali e la platea di fondazione.

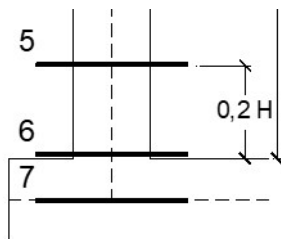
Il manufatto viene progettato per ospitare un'armatura  $\phi$  16 passo 20 cm in direzione orizzontale e verticale.

sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-42.7	49.0	10.0	10.0	103.4

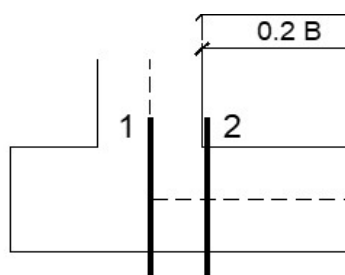


sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-42.7	117.5	10.0	10.0	110.7
2	-34.7	119.0	10.0	10.0	110.9
6	-36.8	111.0	10.0	10.0	110.0
7	-48.7	112.4	10.0	10.0	110.2





sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-48.7	82.0	10	10	107.0

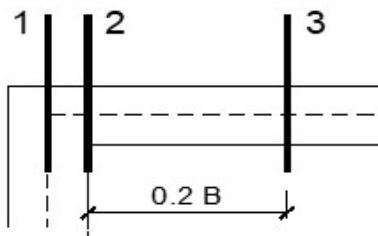


Secondo le sollecitazioni considerate, la verifica risulta soddisfatta evidenziando inoltre la non necessità di armatura aggiuntiva a taglio.

### 6.2.1.2 Verifica fessurazione

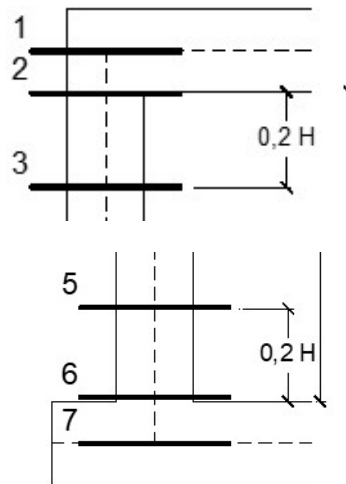
Per le medesime sezioni considerate in precedenza di calcola la fessurazione considerando un copriferro  $c = 5,00$  cm ed un valore limite di apertura delle fessure  $w_2 = 0,3$  mm.

sez.	M	N	i	$\downarrow$	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-42.7	49.0	20	16	10	10	4.92	166.02	0.148

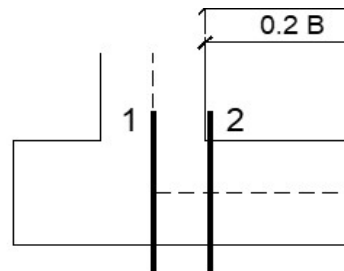


**Relazione di calcolo tombino TO.04**

sez.	M	N	i	φ	Af	A'f	σc	σf	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-42.7	117.5	20	16	10	10	4.89	132.64	0.115
2	-34.7	119.0	20	16	10	10	3.96	96.95	0.083
6	-36.8	111.0	20	16	10	10	4.20	109.57	0.095
7	-48.7	112.4	20	16	10	10	5.60	161.64	0.142



sez.	M	N	i	φ	Af	A'f	σc	σf	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-48.7	82.0	20	16	10	10	5.61	176.42	0.156



Le verifiche risultano quindi soddisfatte in entrambi i casi in quanto  $w_k < w_2$ .

## 7 VERIFICA INGHISAGGIO

La connessione tra il manufatto scatolare di progetto ed il manufatto esistente avviene tramite n°24 barre di acciaio B450C di lunghezza 60 cm e diametro  $\phi$  20 passo 40 cm.

La connessione viene verificata allo SLU come di seguito:

### Carichi agenti:

Pavimentazione:  $\gamma \times Sp \times B = 8,64 \text{ kN/m}$

- $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ ,  $Sp = 0,15 \text{ m}$ ,  $B = 2,40 \text{ m}$ ;

Rilevato:  $\gamma \times Sp \times B = 91,20 \text{ kN/m}$

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $Sp = 2,0 \text{ m}$ ,  $B = 2,40 \text{ m}$ ;

Sovraccarico: 20 kN/m

### Carico Totale:

$Qt = (8,64 + 91,20 + 20) \times 1,5 = 222,0 \text{ kN/m}$

### Taglio agente sull'appoggio:

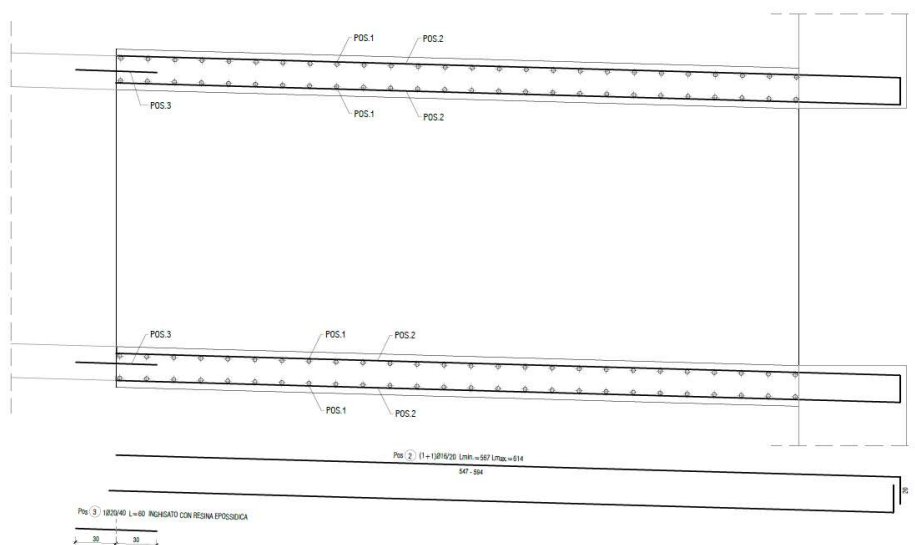
$V_{ed} = QL/2 = (222 \times 5,8)/2 = 643,8 \text{ kN}$

$T_{yd} = f_{yd}/\sqrt{3} = 391,30/\sqrt{3} = 22,59 \text{ kN/cm}^2$

$T_{max} = 4/3 \times T_b/A$  con  $T_b = V_{ed}/N_{barre} = 643,8/24 = 26,83 \text{ kN}$

$A_{min} = 4/3 \times T_b/T_{yd}$   $A_{min} = 1,58 \text{ cm}^2 < A_{barre}$

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'area minima necessaria è minore dell'area prevista da progetto  $1,58 < 3,14$ .



RTI di progettazione:

Mandataria

Mandanti