

S.S. 67 "Tosco Romagnola"
Lavori di adeguamento della S.S. 67 nel tratto tra la
località S.Francesco in Comune di Pelago e l'abitato di
Dicomano.
Variante di Rufina (FI) – LOTTI 2A e 2B

PROGETTO DEFINITIVO

cod. FI462

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

IL GEOLOGO:

Geol. Massimo Mezzanica – Società Pro Iter Srl
Ordine Geologi della Lombardia n. 762

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Francesco Pisani

PROTOCOLLO:

DATA:

CANTIERIZZAZIONE – OPERE D'ARTE MINORI:

Ing. Marco Brugnerotto – Sinergo SpA
Ordine Ingegneri Provincia di Venezia n. 4264



ROTATORIA #1 SS67 MASSETO E RAMI DI RACCORDO SS67

OPERE D'ARTE MINORI: TOMBINO IDRAULICO Ø1000 (SV11 RAMO O 0+042)

OPERE D'ARTE MINORI: TOMBINO IDRAULICO Ø1000 (SV11 RAMO O 0+042): STRUTTURE

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	V01-TO01-STR-RE01-A.pdf			
ACNO0113	D 20	CODICE ELAB.	V01TO01STRRE01	A	-
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	10/2023	BRIGHTENTI	GALANTE	FORMICHI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

S.S. 67 "Tosco Romagnola"
Lavori di adeguamento della S.S. 67 nel tratto tra la
località S.Francesco in Comune di Pelago e l'abitato di
Dicomano.

Variante di Rufina (FI) – LOTTI 2A e 2B

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI462

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

IL GEOLOGO:

Geol. Massimo Mezzananza – Società Pro Iter Srl
Ordine Geologi della Lombardia n. 762

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Francesco Pisani

PROTOCOLLO:

DATA:



ROTATORIA #1 SS67 MASSETO

OPERE D'ARTE MINORI

TOMBINO IDRAULICO D1000 (SV 11, RAMO O., km 0+042)

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	V01-TO01-STR-RE01-A.pdf				
ACNO0113	D 20	CODICE ELAB.	V01	TO01	STR	RE01
D						
C						
B						
A	EMISSIONE		OTT. '23	BRIGHENTI	BRUGNEROTTO	FORMICHI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l. MANDANTI ETAZMA s.r.l. sinèrgo VA DivisionArchitecture			REV. A	FOGLIO 3 di 29
	Data Ott '23				

INDICE

1	PREMESSA.....	4
1.1	Descrizione degli interventi	4
2	NORME DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	Normativa nazionale cogente.....	6
2.2	Eurocodici	6
2.3	Norme EN, UNI, ISO.....	7
2.4	Norme CNR	8
3	VITA NOMINALE E CLASSI D'USO	9
4	MATERIALI.....	12
4.1	Opere prefabbricate	12
5	ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA	14
5.1	Criteri di verifica	14
5.2	DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLA TUBAZIONE	15
5.3	VERIFICA STATICA TUBAZIONI RIGIDE (TUBAZIONI IN C.A.).....	17
6	TUBO CIRCOLARE CON RICOPRIMENTO DI 6 METRI	19
6.1	ANALISI DEI CARICHI.....	19
6.2	SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE	27

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	4 di 29
			Data Ott '23	

1 PREMESSA

La presente costituisce la relazione di calcolo relativa al progetto dei tombini idraulici di sezione circolare diametro 1000 nell'ambito dei lavori di realizzazione della nuova variante tra le località San Francesco e l'abitato di Dicomano alla strada statale n. 67 - Tosco-romagnola, ubicata nella provincia di Firenze, tra il comune di Pontassieve e il comune di Rufina.

La lunghezza dell'opera è approssimativamente di 3,474 km; la categoria stradale è del tipo extraurbano secondario C, con una corsia per senso di marcia e banchine laterali.

Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche principali delle opere.

<u>PK</u>	<u>ID TOMBINO</u>	<u>NOME OPERA</u>	<u>Ricoprimento</u>
0+040.00	TO.01	Tombino circolare ϕ 1000	5.91
0+040.00 - 0+050.00	TO.02-TO.03	Due tombini circolari ϕ 1000	2.50
0+120.00	TO.07	Tombino circolare ϕ 1000	2.50

1.1 Descrizione degli interventi

Il vasto numero delle opere in esame, unitamente alla sostanziale uguaglianza della tipologia strutturale, consente di coprire l'intera progettazione attraverso due tipologici:

- Tombino circolare diametro 1000 con ricoprimento di 6 m;
- Tombino circolare diametro 1000 con ricoprimento di 2,5 m;

Trattasi di tombini scatolari prefabbricati in calcestruzzo armato vibrocompresso.

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI ETAZETA s.r.l. <small>INGEGNERIA MANIPATA AMBIENTE</small>		REV. A		FOGLIO 5 di 29	
	snèrgo <small>INGEGNERIA</small>				D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>		Data Ott '23	

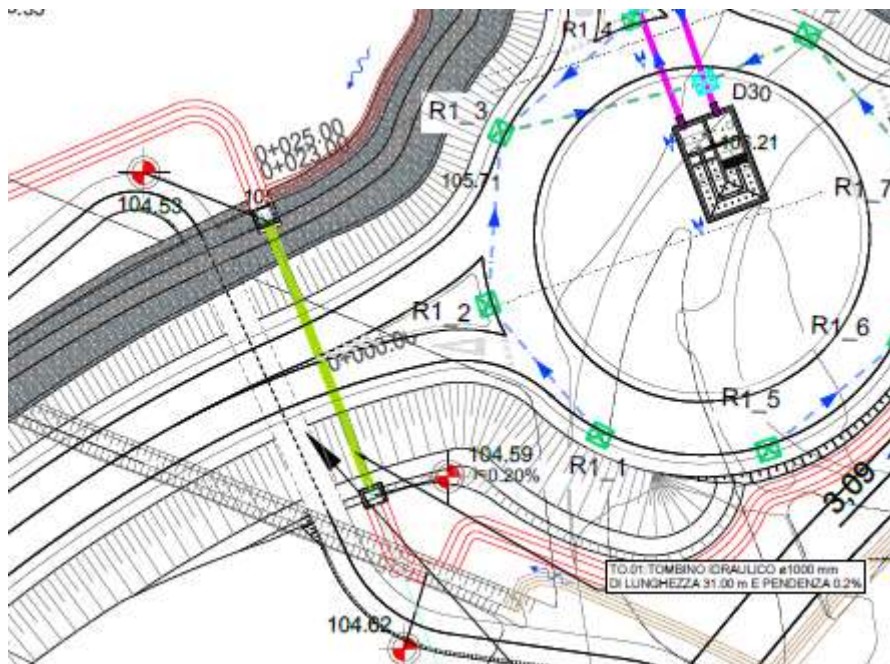
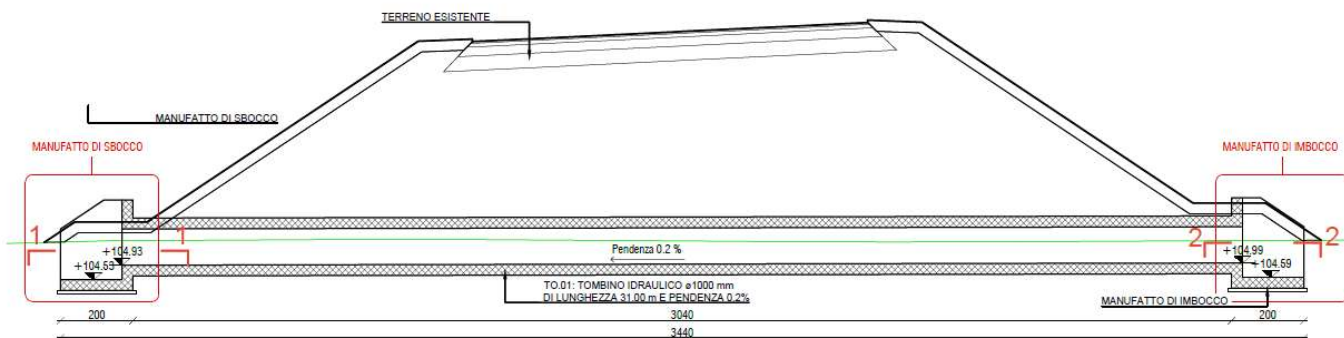


Figura 1: Individuazione in pianta tombino

SEZIONE LONGITUDINALE TOMBINO IDRAULICO TO.01 - Scala 1:100



PIANTA TOMBINO IDRAULICO TO.01 - Scala 1:100

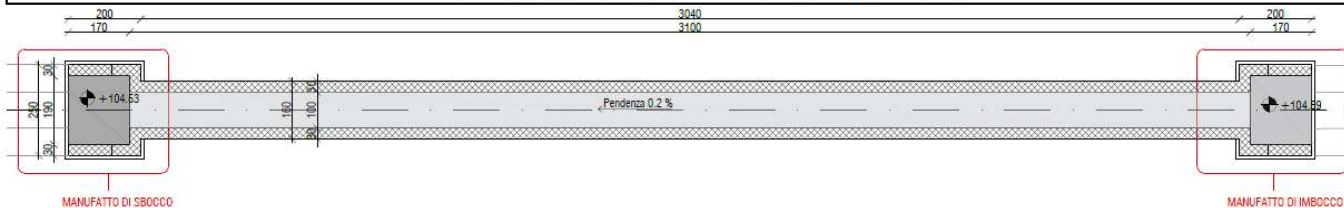


Figura 2: Carpenterie tombino

Si rimanda agli elaborati grafici per ulteriori chiarimenti in merito alle opere oggetto della presente relazione.

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	6 di 29
			Data Ott '23	

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

Legge 5 novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)

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

D.Lgs. 30/04/92, n. 285 e s.m.i. - "Nuovo Codice della Strada"

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 - Pesi per unità di volume, pesi 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

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA DivisionArchitecture	A	7 di 29
			Data Ott '23	

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

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    Progettazione DivisioneArchitecture	A	8 di 29
			Data Ott '23	

[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.):

CNR-DT 207 R1/2018 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;

CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;

CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	9 di 29
			Data Ott '23	

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 ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 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

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 10 di 29
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  	 D_VisionArchitecture	Data Ott '23	

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 PVR 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	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari
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
-------------------------	-----------

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    CITEVIA s.r.l. sinèrgo D_VA DivisionArchitecture	A	11 di 29
			Data Ott '23	

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

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	12 di 29
			Data Ott '23	

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 prefabbricate

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		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18.13	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	40	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2.12	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1.41	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3.02	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3.63	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	33346	N/mm ²
Peso specifico	$w =$	25	kN/m ³

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)	XC4
Classe di resistenza minima	C30/37
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	300
Contenuto minimo di aria (%)	-
Altri requisiti	-

Corrosione da attacchi gelo-disgelo

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	XF4
Classe di resistenza minima	C30/37
Rapporto massimo a/c	0.45
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	340
Contenuto minimo di aria (%)	4

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    Progettazione e Direzione d'Opera D/DivisionArchitecture	A	13 di 29
			Data Ott '23	

Altri requisiti

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

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 ²
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:	C35/45
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:

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

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  	A	14 di 29
			Data Ott '23	

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

La verifica statica di una tubazione consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili.

Le sollecitazioni su un tubo interrato dipendono dall'interazione tubo-terreno, fortemente legata alla deformabilità relativa dei due elementi: se il tubo si deforma di più del terreno che lo circonda, sarà sollecitato in modo minore poiché deformandosi sensibilmente coinvolge il terreno di rinfianco a collaborare alla resistenza.

Dalla deformabilità relativa tubo-terreno dipende il comportamento statico della condotta. Emerge, quindi, la convenienza a classificare le tubazioni in base all'elasticità in sito.

Si definisce **coefficiente di elasticità in sito** N di una tubazione di diametro esterno D , di raggio medio R ($D-S/2$), di spessore S e modulo elastico E_t , posata in un terreno di modulo elastico E_s , il numero adimensionale

$$N = \frac{E_s}{E_t} \left(\frac{R}{S} \right)^3$$

La tubazione interrata è flessibile (o deformabile) se risulta:

$$N \geq 1$$

In questa ottica, le tubazioni per il trasporto di fluidi si suddividono in tre categorie:

- tubazioni rigide (cemento armato, gres, fibrocemento);
- tubazioni semiflessibili (acciaio, ghisa sferoidale), quelle che in relazione alle caratteristiche del terreno, a seconda dei casi, possono avere comportamento rigido o flessibile;
- tubazioni flessibili (PE, PVC, PP, PRFV)

Le tubazioni rigide sotto l'azione dei carichi esterni si fessurano senza che la deformazione della sezione possa assumere caratteri significativi.

Viceversa, le tubazioni flessibili si deformano senza il raggiungimento di uno stato limite di fessurazione.

Ciò comporta che la verifica di stabilità sia eseguita in maniera del tutto diversa a seconda che si tratti di tubazioni rigide o di tubazioni flessibili.

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA INGEGNERIA MARILITA ARBENTO	sinèrgo	A
			Data Ott '23	

- **Per la tubazioni flessibili**

le verifiche di stabilità riguardano:

1. *calcolo e verifica della deformazione diametrale (ovalizzazione) a lungo termine*
2. *calcolo e verifica di stabilità all'equilibrio elastico*
3. *calcolo e verifica degli sforzi massimi di trazione e compressione nella sezione*

- **Per la tubazioni rigide:**

la verifica di stabilità riguarda lo *stato limite ultimo di rottura*.

5.2 DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLA TUBAZIONE

La verifica statica di una tubazione interrata viene effettuata calcolando:

- i carichi permanenti che gravano sulla tubazione;
- i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- il carico idraulico indotto dalla presenza della falda;
- le reazioni laterali del terreno.

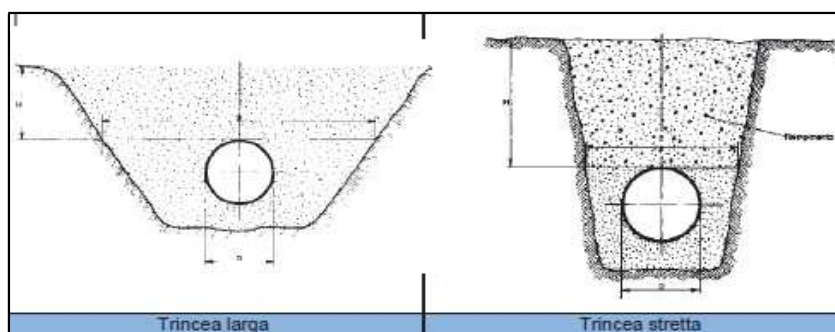
I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono da attribuirsi alla presenza di traffico.

1.1.1 MODALITÀ DI POSA

In conformità a quanto proposto dalla normativa UNI 7517 occorre distinguere fra:

- posa in trincea stretta;
- posa in trincea larga.

Nella figura successiva se ne mostra una rappresentazione schematica.



CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	16 di 29
			Data Ott '23	

1.1.2 CALCOLO DEI CARICHI DOVUTI AL RINTERRO

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è dato dall'azione del rinterro. Tra le diverse metodologie utilizzate nella comune prassi ingegneristica si è scelto di utilizzare il metodo di Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature]

1.1.2.1 *Posa in trincea stretta*

La norma UNI considera che una condotta sia posata in trincea stretta quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

1. $B \leq 2D$ con $H \geq 1.5B$
2. $2D \leq B \leq 3D$ con $H \geq 3.5B$

In cui B e H indicano la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione come riportato nella precedente figura.

Nella posa in trincea stretta, il peso del rinterro che grava sull'estradosso della tubazione Q_{st} è minore del peso del relativo volume, per effetto dell'attrito presente tra il terreno indisturbato posto ai lati della trincea ed il terreno di rinterro. Tale azione è funzione del peso specifico, dell'angolo di attrito del terreno indisturbato e del coefficiente d'attrito con il rinterro.

Il valore di carico Q_{st} del rinterro è calcolabile mediante la relazione:

$$Q_{st} = C_t \gamma_t BDN$$

in cui:

- Q_{st} indica il carico dovuto al rinterro [kN/m];
- B indica la larghezza della trincea [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³];
- C_t indica il coefficiente di Marston [-].

Il coefficiente di Marston si valuta mediante la relazione:

$$C_t = \frac{1 - \exp\left(-2k_a \mu \frac{H}{B}\right)}{2k_a f}$$

- C_t coefficiente adimensionale di Marston [-];

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 17 di 29
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  	 DvisionArchitecture	
			Data Ott '23	

- f coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro pari a $tg\varphi$ [°];
- H altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m];
- B larghezza della trincea [m].

Nel caso di trincea stretta, al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile con la relazione:

$$q_{st} = \frac{2Q_{st}}{\sqrt{2}DN}$$

in cui:

- q_{st} pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro di 90°;
- DN il diametro esterno della tubazione [m];
- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

1.1.2.2 Posa in trincea larga

Nel caso in cui le condizioni elencate nel precedente paragrafo non siano rispettate la posa si definisce in trincea larga.

In questo caso il carico Q_{st} generato dal peso del terreno sovrastante l'estradosso della tubazione è pari a:

$$Q_{st} = \gamma_r DNH$$

in cui:

- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m];
- DN il diametro esterno della tubazione [m];
- H altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m].

1.1.3 AZIONE DEL PESO DEL FLUIDO

Si considera come carico aggiuntivo sul tubo anche il peso dell'acqua contenuta al suo interno. Il carico, nell'ipotesi di tubo pieno, si calcola con la relazione:

$$Q_s = 7.70D_i$$

in cui D_i indica il diametro interno della tubazione [m].

5.3 VERIFICA STATICA TUBAZIONI RIGIDE (TUBAZIONI IN C.A.)

La verifica statica delle tubazioni rigide (calcestruzzo armato) è stata eseguita utilizzando il metodo diretto.

$$K_r / Q_s > \eta$$

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    Progetto DivisionArchitecture	A	18 di 29
			Data Ott '23	

in cui:

- K_r è il carico di rottura in trincea ($K_r = F_n \times E_z$);
- E_z = coefficiente di posa che dipende dalla rigidezza del piano di posa. Nel nostro caso, considerato che il piano di posa in calcestruzzo, si assume cautelativamente $E_z = 2,0$;
- F_n = carico di rottura per schiacciamento della tubazione, ottenuto come prodotto fra la classe di resistenza della tubazione = 90kN/m^2 e il diametro esterno della stessa.
- Q_s = sommatoria sei carichi esterni:

$$Q_s = (q_{st} + q_{dn} + p_s + q_{idr} + q_a)$$

con: q_{st} = carico statico del rinterro

q_{dn} = carico dinamico

p_s = sovraccarico statico

q_{idr} = sovraccarico idrostatico

q_a = carico del fluido trasportato

η = *coefficiente di sicurezza* > 1,5;

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  	A	19 di 29
			Data Ott '23	

6 TUBO CIRCOLARE CON RICOPRIMENTO DI 6 METRI

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_1)

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_2)

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^3 e uno spessore di 15 cm (per considerare eventuale riasfaltatura senza scarifica).

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

Azioni variabili da traffico (q_1)

Secondo quanto riportato al §C5.1.3.3.5.1 della CNTC18, per rilevati e terrapieni adiacenti al ponte “[...] si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui, per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30° .”

Area di diffusione carichi tandem

Larghezza impronta	$b_{\text{tandem}} =$	3	m
Lunghezza impronta	$L_{\text{tandem}} =$	2.2	m
Angolo di diffusione pavimentazione	$\alpha_{\text{pav}} =$	45	°
Angolo di diffusione rilevato	$\alpha_{\text{ril}} =$	30	°
Altezza pavimentazione	$h_{\text{pav}} =$	0.25	m
Altezza rilevato	$h_{\text{ril}} =$	6	m
Lunghezza diffusione carico tandem	$L_{\text{diff}} =$	9.37	m
Larghezza diffusione carico tandem	$b_{\text{diff}} =$	10.17	m

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 20 di 29
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  	 DivisionArchitecture	
			Data Ott '23	

Schema di carico 1

Corsia	Larghezza (m)	Carico distribuito (kN/m ²)	Carico tandem (kN)
Corsia 1	3	9	600
Corsia 2	3	2.5	400
Corsia 3	3	2.5	200
Area su cui agisce il carico tandem	$A_{diff} =$	95.37	m ²
Carichi tandem agenti su A_{diff}	$q_{ik} =$	12.58	kN/m ²
Carichi da traffico distribuiti	$q_{tr,q} =$	4.67	kN/m ²
Somma carichi da traffico	$q_{tr} =$	17.25	kN/m ²
Spinta orizzontale tandem	$q_{tr,Q,h} =$	5.35	kN/m
Spinta orizzontale traffico distribuito	$q_{tr,q,h} =$	1.99	kN/m
Spinta orizzontale carichi da traffico	$q_{tr,h} =$	7.33	kN/m

6.1.3 Distorsioni e deformazioni impresse

6.1.3.1 *Effetti reologici dovuti a ritiro (ϵ_2) e viscosità del calcestruzzo (ϵ_3)*

Si riporta nel seguito il calcolo relative al coefficiente di viscosità del calcestruzzo, ricavato secondo i contenuti dell'Appendice B EN 1992-1-1:2004+A1. Il perimetro bagnato considerate nei calcoli è il seguente:

$$u = 1 + 1 = 2 \text{ m}$$

Calcolo del coefficiente di viscosità (Appendice B EN 1992-1-1:2004+A1)

Umidità relativa	$R_H =$	80	%
Coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità	$\phi_{RH} =$	1.24	
Coefficienti che prendono in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	$\alpha_1 =$	0.91	
	$\alpha_2 =$	0.97	
	$\alpha_3 =$	0.94	
Coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità	$\beta(f_{cm}) =$	2.66	
Area della sezione trasversale	$A_c =$	400000	mm ²
Perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera (considerare anche un lato nelle sezioni di estremità)	$u =$	2000	mm
Dimensione fittizia dell'elemento	$h_0 =$	400.00	mm
Età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato	$t =$	100000	giorni
Età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico	$t_0 =$	7	giorni

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	21 di 29
			Data Ott '23	

Coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico sul coefficiente nominale di viscosità	$\beta(t_0) =$	0.63
Coefficiente nominale di viscosità	$\phi_0 =$	2.09
Coefficiente dipendente dall'umidità relativa (R_H in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h_0 in millimetri)	$\beta_H =$	1121.6 <1500a3, 2 OK
Coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico	$\beta_c(t, t_0) =$	1.00
Coefficiente di viscosità	$\varphi(t, t_0) =$	2.08

Per quanto riguarda la deformazione totale da ritiro:

CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE PER RITIRO (§11.2.10.6 NTC 2018)

Ritiro per essiccamento

Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	32	MPa
Umidità relativa	$R_H =$	80	%
Ritiro per essiccamento a tempo $t = t_0$	$\epsilon_{c0} =$	-0.264	%
Perimetro bagnato	$u =$	2	m
Area sezione soletta	$A_c =$	0.4	m ²
$h_0 = 2A_c / u$	$h_0 =$	400.00	mm
Parametro k_h	$k_h =$	0.725	%
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd, \infty} =$	-0.0001914	

Ritiro autogeno

Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca, \infty} =$	-0.000055
--	---------------------------	-----------

Deformazione totale per ritiro

Deformazione totale per ritiro a tempo $t = t_{\infty}$	$\epsilon_{cs, \infty} =$	-0.0002464
---	---------------------------	------------

Si assume pertanto una variazione di temperatura uniforme equivalente, applicata nel modello di calcolo su tutta la soletta:

$$\Delta T_{eq} = \frac{\epsilon_{cs} \cdot E_{c, \infty}}{\alpha_c \cdot E_{c, 0}}$$

Sollecitazioni dovute alla deformazione da ritiro

Modulo di elasticità longitudinale $t = t_0$	$E_{c, 0} =$	33346	MPa
Modulo di elasticità longitudinale $t = t_{\infty}$	$E_{c, \infty} =$	10811	MPa
Coefficiente di dilatazione termica calcestruzzo	$\alpha =$	0.000012	1/°C
Sforzo normale agente sulla soletta per ritiro (compressione)	$N_{rit} =$	1065.5	kN

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 22 di 29
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA/VA INGEGNERIA CONSULTA AMBIENTE	 	
			Data Ott '23	

Variazione termica equivalente

$$\Delta T_{eq} = -6.7 \text{ } ^\circ\text{C}$$

6.1.3.2 Cedimenti vincolari (ϵ_4)

Non sono stati considerati cedimenti imposti come condizione di carico secondo quanto indicato dal § 5.1.3.2 delle NTC18, in quanto, visto lo schema statico (campate isostatiche in semplice appoggio), i loro effetti sono nulli ai fini della verifica delle strutture.

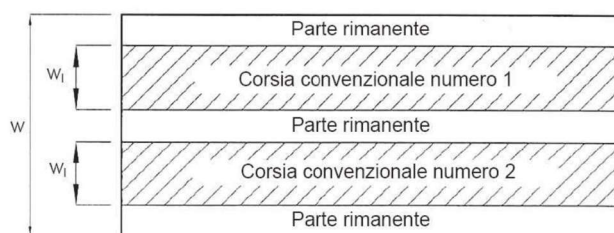
6.1.4 Carichi variabili

6.1.4.1 Azioni variabili da traffico. Carichi verticali (q_1)

I carichi verticali da traffico sono definiti dai seguenti schemi di carico comprensivi degli effetti dinamici, disposti su corsie convenzionali. Le larghezze w_1 delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente.

Se non diversamente specificato, qualora la piattaforma di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.



Esempio di numerazione delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Numero e larghezza delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 23 di 29
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI CIPIAZZA s.r.l. INGEGNERIA MOBILITÀ AMBIENTE	 	
			Data Ott '23	

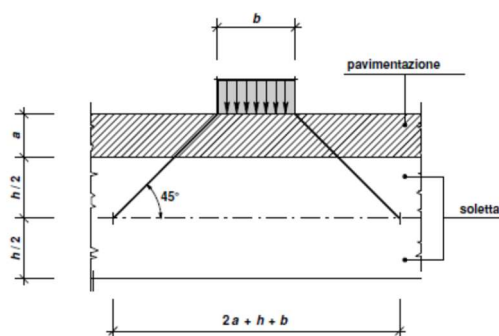
carrabile e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Quando la superficie carrabile è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc., che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti. Quando la superficie carrabile consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

Nel seguito si considerano gli schemi di carico sotto riportati. Sull'allargamento in esame grava il solo carico da folla.

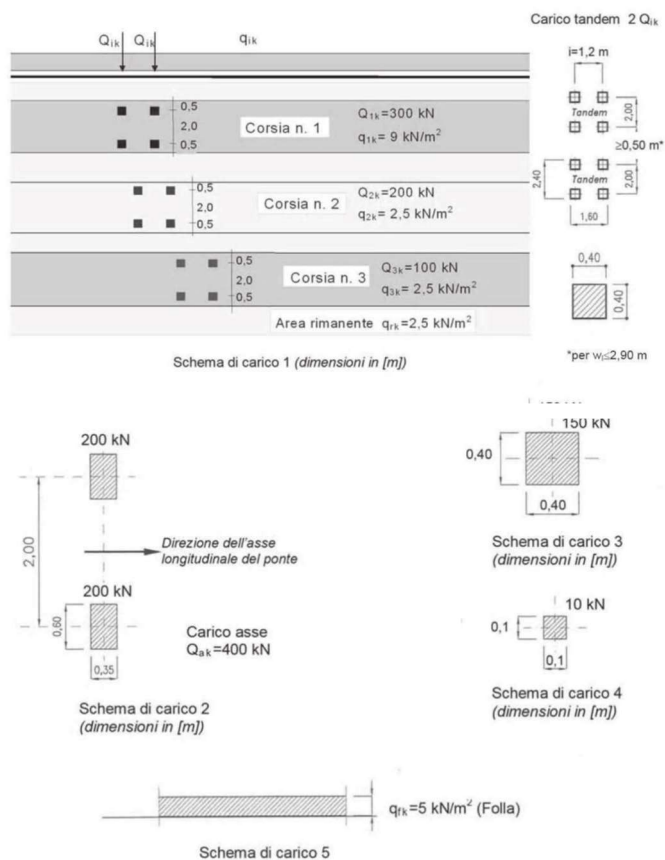
Schema di carico 5

Costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di $5,0 \text{ kN/m}^2$. Il valore di combinazione è invece di $2,5 \text{ kN/m}^2$. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

I carichi concentrati si considerano uniformemente ripartiti sulla relativa impronta con una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta; nel caso di elementi monodimensionali il carico si diffonde solo nel senso del suo asse.



Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.



Schemi di carico 1 – 5 (dimensioni in m)

In ogni caso il numero delle corsie non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della superficie carrabile sia inferiore a 5,40 m. La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	25 di 29
			Data Ott '23	

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio in prossimità dei giunti di dilatazione, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2 , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

Per il caso in esame non è necessario tenere in conto di tali effetti.

6.1.4.3 Azioni variabili da traffico. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3)

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

6.1.4.4 Azioni variabili da traffico. Azione centrifuga (q_4)

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

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

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

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

Secondo normativa, il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti. Poiché il carico neve risulta essere di intensità inferiore ai carichi mobili, viene trascurato.

6.1.4.7 Azioni della temperatura (q_7)

La variazione di temperatura riguarda principalmente la soletta superiore, in quanto elemento meno protetto termicamente della struttura, e maggiormente esposto all'irraggiamento e alla convezione.

Si considerano, secondo la norma, un effetto di variazione uniforme nello spessore della soletta (espansione/contrazione) e un gradiente di temperatura fra intradosso ed estradosso (estradosso caldo/estradosso freddo).

- Variazione termica uniforme:

La massima escursione di temperatura viene ricavata in base a quanto prescritto al paragrafo 3.5.2 NTC 2018, essendo questa funzione dell'altitudine e della zona su cui sorge la costruzione.

Azione termica uniforme

Quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione	$a_s =$	115	m
Regione di appartenenza del sito in esame		Toscana	
Zona		Zona II	
Temperatura minima dell'aria esterna	$T_{min} =$	-15.46	°C
Temperatura massima dell'aria esterna	$T_{max} =$	41.31	°C

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA DvisionArchitecture	A	26 di 29
			Data Ott '23	

Temperatura iniziale	$T_0 =$	15	°C
Differenza di temperatura negativa	$\Delta T^- =$	-30.46	°C
Differenza di temperatura positiva	$\Delta T^+ =$	26.31	°C
Differenza di temperatura usato nei calcoli (arrot.)	$\Delta T =$	31	°C

- Variazione termica differenziale

Azione termica differenziale (Tab. 6.1 EN 1991-1-5)

Tipo di impalcato	Impalcato a solettone in c.a.
Variazione termica differenziale (estradosso caldo)	$\Delta T_{M,heat} = 15$ °C
Variazione termica differenziale (intradosso caldo)	$\Delta T_{M,cool} = 8$ °C
Spessore strato di ricoprimento	$h = 700$ cm
Coefficiente k_{sur}	$k_{sur} = 0.6$
Variazione termica differenziale con ricoprimento (estradosso caldo)	$\Delta T_{M,heat} = 9$ °C
Variazione termica differenziale con ricoprimento (intradosso caldo)	$\Delta T_{M,cool} = 4.8$
Spessore elemento	$h_{sol} = 1$ m
Gradiente di temperatura (estradosso caldo)	$grad.^+ = 9$ °C/m
Gradiente di temperatura (intradosso caldo)	$grad.^- = 4.80$ °C/m
<i>A favore di sicurezza si userà, sia per il gradiente termico positivo che per quello negativo, il valore di calcolo più gravoso tra i due</i>	

6.1.4.8 Resistenze passive dei vincoli (q_0)

Non presenti nel caso in esame.

6.2 SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE

Si ipotizza in prima approssimazione un appoggio di tipo B (tubazione posata su tratto di terreno costipato), avendo quindi un coefficiente di posa pari a 2,3 con un angolo di posa pari a 90°.

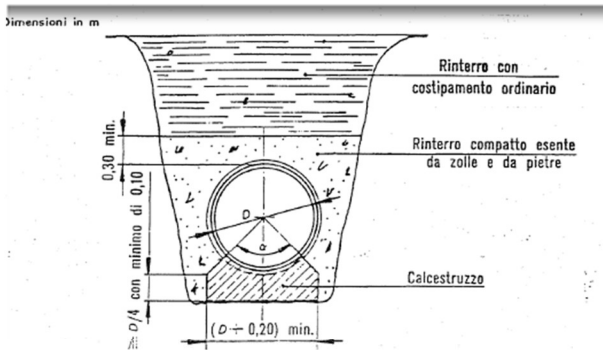


Fig. 15 - Appoggio di tipo A

Prospetto III - Coefficienti di posa per l'appoggio di tipo A

Angolo di appoggio α	Rapporto di proiezione P_f	Coefficiente di posa k nelle varie condizioni di posa e secondo vari tipi di rinterro	
		Posa in trincea stretta e posa in trincea stretta con rinterro indefinito	Posa in trincea larga e posa con rinterro indefinito
		Costipamento ordinario	Costipamento ordinario
gradi			
90	0,85	2,2	2,8
120	0,75	2,6	3,2

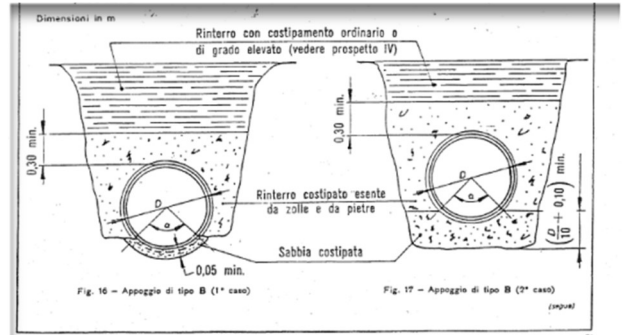


Fig. 16 - Appoggio di tipo B (1° caso)

Fig. 17 - Appoggio di tipo B (2° caso)

La figura 17 mostra una posa equivalente, nella quale la sabbia è realizzata nel primo strato di riparo sabbioso costipato. Si avvolge poi il tubo fino a 30 cm sopra la sua generatrice superiore e per tutta la larghezza della trincea, sovrastando di materiale esente da zolle e da pietre, costipato per strati di 15 cm. Si riempie il resto della trincea e si realizza il rinterro voluto con un materiale ordinario o con della terra battuta. I coefficienti di posa dipendono dal valore dell'angolo α e dalle condizioni di appoggio; essi sono riportati nel prospetto IV.

Prospetto IV - Coefficienti di posa per l'appoggio di tipo B

Angolo di appoggio α	Rapporto di proiezione P_f	Coefficiente di posa k nelle varie condizioni di posa e secondo vari tipi di rinterro		
		Posa in trincea stretta e posa in trincea stretta con rinterro indefinito	Posa in trincea larga e posa con rinterro indefinito	Costipamento ordinario
		Costipamento di grado elevato *	Costipamento ordinario	Costipamento ordinario
gradi				
90	0,93	2,0	1,8	2,1
90	0,85	2,6	1,9	2,3
120	0,75	3,0	2,2	2,8

* Costipamento ad almeno il 90% dei valori ottimali del tenore in acqua (90% Proctor normalizzato).

APPOGGIO TIPO A

APPOGGIO TIPO B

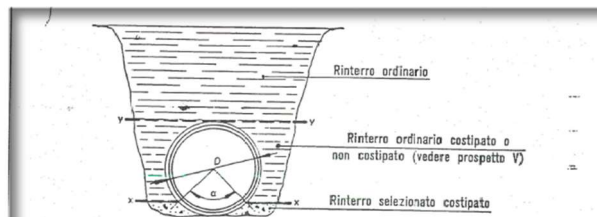


Fig. 18 - Appoggio di tipo C

Il rinterro usato per riempire la trincea o per realizzare il rinterro indefinito è costituito da terra ordinaria, compressa o no. I coefficienti di posa sono riportati nel prospetto V.

Prospetto V - Coefficienti di posa per l'appoggio di tipo C

Angolo di appoggio α	Rapporto di proiezione P_f	Coefficiente di posa k nelle varie condizioni di posa e secondo vari tipi di rinterro		
		Posa in trincea stretta e posa in trincea stretta con rinterro indefinito	Posa in trincea larga e posa con rinterro indefinito	
		Rinterro ordinario costipato tra xx e yy di cui alla figura 18	Rinterro ordinario non costipato tra xx e yy di cui alla figura 18	Costipamento ordinario
gradi				
0 - 20 *	1,00	1,2	1,1	1,3
30	0,98	1,3	1,1	1,4
60	0,93	1,5	1,2	1,7
90	0,85	1,7	1,3	1,9
120	0,75	1,7	1,3	1,9

* Angolo d'appoggio non consigliato.

APPOGGIO TIPO C

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	28 di 29
			Data Ott '23	

Di seguito si riporta la verifica della tubazione interrata: essa è verificata utilizzando una tubazione con Classe di resistenza 110 kN/m².

VERIFICA TUBAZIONE INTERRATE.		
DATI		
DN	1000 mm	<i>Diametro nominale tubazione (diametro interno)</i>
s =	110 mm	<i>Spessore tubo</i>
Q ₀ =	110 KN/m ²	<i>Classe di resistenza del tubo risultate da laboratorio</i>
H =	6000 mm	<i>Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore)</i>
L=	12000 mm	<i>Lunghezza in metri di tubazione interessata dal sovraccarico variabile</i>
Tipo terreno	cemento	<i>Materiale costruttivo della tubazione</i>
ρ=	19 KN/m ³	<i>Peso specifico del terreno di ricoprimento</i>
φ=	35,0 °	<i>Angolo di attrito del rinterro</i>
δ=	20,0 °	<i>Angolo d'attrito terreno tubazione</i>
Tipo rinterro	indefinito	<i>Normale - Indefinito</i>
Tipo trincea	larga	<i>Stretta - Larga</i>
Tipo appoggio	tipo B	<i>Tipo A - Tipo B - Tipo C</i>
P _v =	150 KN	<i>Forza concentrata per carico da traffico</i>
P _d =	4,67 KN/m ²	<i>Forza distribuita per carico statico ψ=1</i>
γ _s =	1,5	<i>Coefficiente di sicurezza (1.3-1.5)</i>
K =	2,3	<i>Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)</i>
C _d =	1,00	<i>Coeff. di carico</i>
RISULTATI		
K _a =	0,2710	<i>Coefficiente di spinta attiva</i>
D =	1220 mm	<i>Diametro esterno tubazione</i>
H/B =	4,9180	<i>Rapporto per la determinazione del tipo di trincea</i>
P _{t,min} =	139,1 KN/m	<i>Carico verticale di ricoprimento minimo</i>
P _t =	139,1 KN/m	<i>Carico verticale rinterro</i>
m=	1,7082	<i>Fattore empirico che tiene conto della presenza delle altre ruote di un mezzo a due assali</i>
ψ =	1,0500	<i>Coefficiente di incremento dinamico stradale</i>
L/2H =	1,00	

CODIFICA DOCUMENTO V01-TO01-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto infrastrutture territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	29 di 29
			Data Ott '23	

$D/2H =$	0,10	
$P'_{vc} =$	22,4 KN/m	<i>Carico verticale variabile sulla generatrice superiore</i>
$P_{vd} =$	3,6 KN/m	<i>Carico verticale distribuito sulla generatrice superiore</i>
$P_{Ed} =$	165,1 KN/m	<i>Carico totale</i>
$P_{Rd} =$	252,5 KN/m	<i>Carico resistente in trincea</i>
$n =$	1,530	<i>Coefficiente di sicurezza > 1.3-1.5</i>