



Bando per la riqualificazione e la sicurezza delle periferie (DPCM 25/05/2016)



Progetti per la riqualificazione urbana e la sicurezza delle periferie della città metropolitana di Bologna

"CONvergenze METropolitane BOlogna: Asse ciclo-pedonale metropolitano Reno Galliera" in Comuni di Argelato, Bentivoglio, Castello d'Argile, Castel Maggiore, Galliera, Pieve di Cento, San Giorgio di Piano, San Pietro in Casale, nell'ambito del programma straordinario di intervento per la riqualificazione urbana e la sicurezza delle periferie della Città metropolitana di Bologna



PROGETTO DEFINITIVO

SR2

Relazione tecnica strutturale: sottopasso ciclopedonale

RTP	Dati Archivio	File	Data creazione	Disegnato da
Capogruppo:  Cooprogetti soc. coop. Via della Piaggiola 152, 06024 GUBBIO (PG) www.cooprogetti.it			04/05/2017	----
Mandante: PARCIANELLO & PARTNERS engineering s.r.l. via G. Matteotti 30/d, 32016 ALPAGO (BL) www.studioparcianello.com	Tecnico	Data stampa	Verificato da	Firma
Mandante:  Dalet Architettura Piazza S. Giovanni in Monte 6, 40124 (BO) www.daletarchitettura.com	Il Responsabile del progetto			
	Amm. Unico Parcianello & Partners			Arch. Lio Parcianello
	Dir. Tecnico Parcianello & Partners			Arch. Renato Da Re
	Capo Commessa Cooprogetti			Arch. Paolo Ghirelli

Tecnici di Progetto



Team di progetto:
 arch. Lio Parcianello
 arch. Renato Da Re
 arch. Nicola Scaramuzzi
 arch. Fabio Biagio Salerno

ing. Alessandro Placucci
 arch. Paolo Ghirelli
 arch. Beatrice Bocci
 ing. Edoardo Filippetti
 ing. Lorena Ragnacci



Il Committente
 UNIONE RENO GALLIERA

Il Responsabile del Procedimento
 ing. Antonio Peritore

Bologna, giugno 2017

Questo elaborato è di proprietà del RTP. Qualsiasi riproduzione e/o divulgazione anche parziale deve essere espressamente autorizzata dal capogruppo.

01	PREMESSA	2
02	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
03	MATERIALI	6
03.1	Calcestruzzo	6
03.2	Acciaio Per Armature	7
04	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO	8
05	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	11
06	ANALISI DEI CARICHI	13
06.1	Peso Proprio	13
06.2	Permanenti	13
06.3	Spinta Del Terreno	14
06.4	Variazioni Termiche	15
06.5	Carichi Variabili: Carichi Mobili Sul Manufatto	15
06.6	Carichi Variabili: Carichi A Tergo Del Rilevato	16
06.7	Forza Centrifuga	16
06.8	Forza Del Vento	16
06.9	Sisma	16
07	METODO VERIFICHE	17
07.1	Verifiche Agli Stati Limite Ultimi	17
07.2	Verifiche Delle Tensioni In Esercizio	17
07.3	Verifiche Agli Stati Limite Di Fessurazione	18
07.4	Definizione degli stati limite di fessurazione	18
07.5	Condizioni ambientali	18
07.6	Sensibilità delle armature alla corrosione	18
07.7	Scelta degli stati limite di fessurazione	19
07.8	Verifiche allo stato limite di fessurazione Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure	19
08	MODELLO DI CALCOLO	21
09	COMBINAZIONI DI CARICO	21

01 PREMESSA

La presente Relazione sul sottopasso a spinta del tratto 4 fa parte del Progetto dell'Asse ciclo-pedonale metropolitano Reno Galliera, nell'ambito del programma straordinario di intervento per la riqualificazione urbana e la sicurezza delle periferie della Città metropolitana di Bologna. Il programma nasce con l'obiettivo di collegare fra loro i vari centri urbani capoluogo dei vari Comuni che fanno parte dell'Unione Reno Galliera con un sistema di viabilità ciclopedonale. Il progetto si inserisce in una serie di interventi che riguarda l'intera Città metropolitana di Bologna per la realizzazione di un sistema di viabilità alternativa che vada a riqualificare le zone urbane e le sue periferie.

Il progetto è stato finanziato con Fondo per l'attuazione del Programma straordinario di intervento per la riqualificazione urbana e la sicurezza delle periferie pari a euro 39.721.315,00.

Il percorso progettato, di lunghezza complessiva di oltre 36 km, consente un ottimo collegamento tra le diverse parti del territorio dell'Unione Reno Galliera ed anche un collegamento funzionale significativo con le stazioni ferroviarie di Corticella, Funo, San Giorgio di Piano, San Pietro in Casale e San Vincenzo di Galliera.

Il **sottovia ciclopedonale** in esame ha dimensioni interne pari a 3.00 metri di larghezza e 3.65 metri di altezza; lo spessore dei piedritti è di 45 cm, mentre per la solette inferiore e superiore è pari a 45 cm. La distanza tra asse stradale e l'estradosso dello scatolare è di circa 165 cm. Lo scatolare viene realizzato “a spinta” ed è è pressoché ortogonale all'asse stradale superiore.



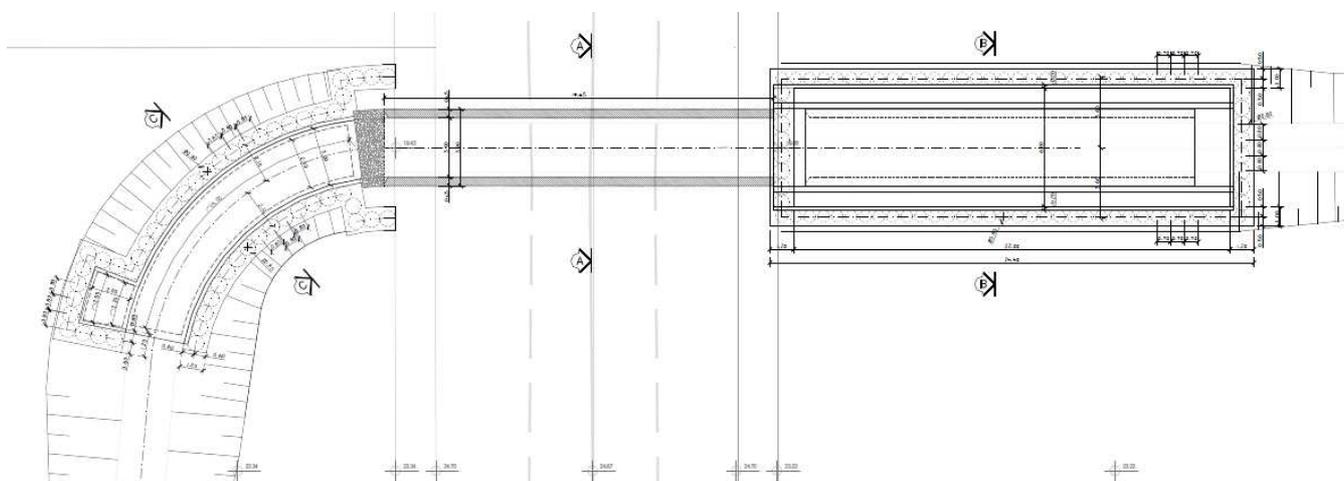
Nel seguito, ai fini del calcolo delle sollecitazioni, sarà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza unitaria. Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche delle strutture interrato, con l'aggiunta delle azioni dovute al traffico stradale, per le quali si fa riferimento alle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008”. Nel seguito

vengono presentate le caratteristiche generali dell'opera e vengono descritte le tipologie adottate per le sottostrutture. Inoltre vengono definite le modalità di calcolo, i risultati delle analisi delle sollecitazioni e le verifiche degli elementi strutturali.

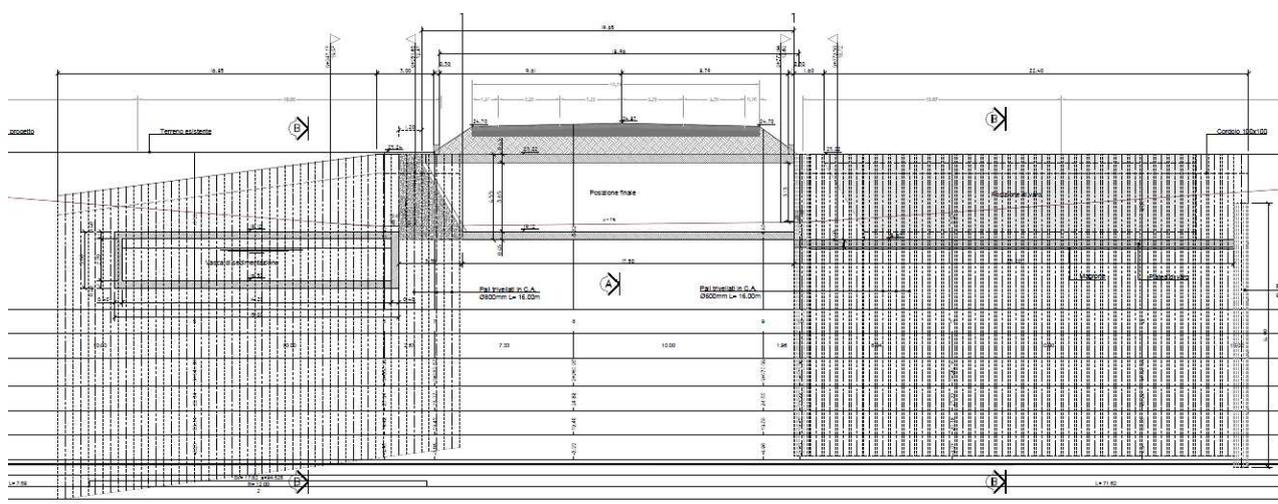
Dal punto di vista sismico l'opera è individuata dalle coordinate di Latitudine = 44.6061 e Longitudine = 11.3731.

L'opera si compone di due rampe di imbocco.

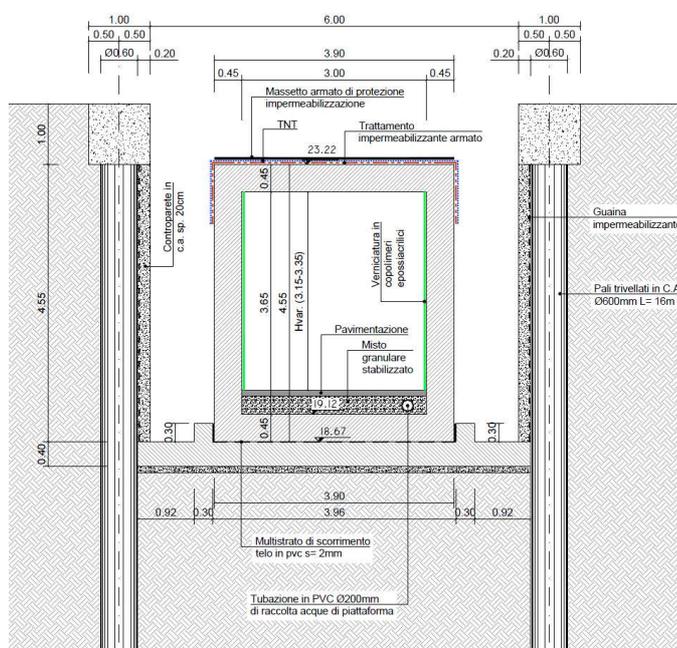
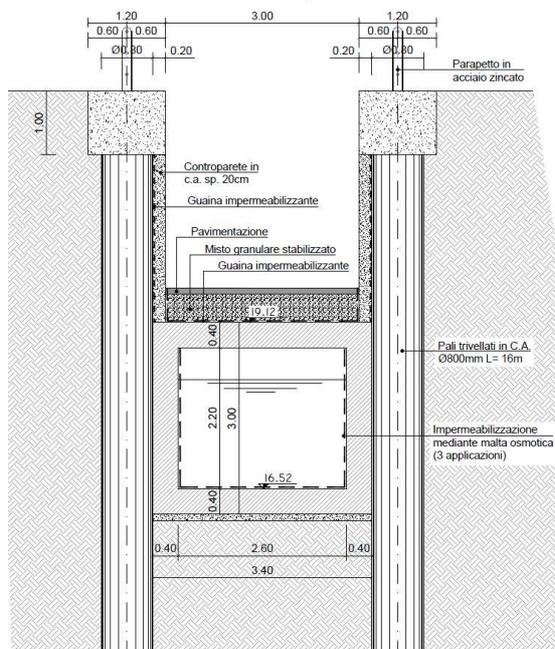
L'imbocco est è sede della platea di varo e viene realizzato con paratia di pali trivellati di diametro 600 mm e lunghezza 16 metri. In testa alla vasca si realizza la paratia di contrasto alla spinta mediante n.8 pali trivellati in c.a. di diametro 800mm e lunghezza 14 metri.



L'imbocco ovest viene realizzato con paratia di pali trivellati di diametro 800 mm e lunghezza 16 metri.



In corrispondenza dell'imbocco ovest viene realizzata una **vasca di laminazione** di volume pari a 70 mc. All'estremità della vasca si realizza un locale per il posizionamento dell'impianto di sollevamento.



02 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella esecuzione dei calcoli si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

Normative di carattere generale

L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";

L. 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

Normative specifiche per le strutture

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

CNR-UNI 10011: “Costruzioni di acciaio “Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.

CNR-UNI 10016: “Travi composte di acciaio e calcestruzzo - Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”.

UNI EN 1992-2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.

UNI EN 1993-2005: “Progettazione delle strutture di acciaio”.

UNI EN 1994-2005: “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.

UNI EN 1997-2005: “Progettazione geotecnica”.

UNI EN 1998-2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.

UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo, ”Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

D.M. 03.12.1987: “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”.

Circ. Min. LL.PP. 16.03.1989: “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”.

CNR 10024/84: “Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.

L. 02/02/1974 n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

D. M. 14 gennaio 2008: “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

UNI EN 1992-2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.

UNI EN 1997-2005: “Progettazione geotecnica”.

UNI EN 1998-2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.

UNI EN 206-1-2001: “Calcestruzzo, ”Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

03 MATERIALI

03.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo per getti in opera di fondazioni

Classe di esposizione	XC2
Classe	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione, R_{ck}	30 [MPa]
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione, f_{ck}	25 [MPa]
Resistenza cilindrica di progetto a compressione, f_{cd}	
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25.00 / 1.5 =$	14,11 [MPa]
Modulo elastico E	314760 [daN/cm ²]
Tensione ammissibile cls (σ_{amm})	97,50 [daN/cm ²]
Tensione tang. ammissibile cls (τ_{c0})	6,00 [daN/cm ²]
Tensione tang. ammissibile cls (τ_{c1})	18,29 [dan/cm ²]
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120
Copriferro	40 [mm]

Calcestruzzo per getti in opera di elevazioni

Classe di esposizione	XC2 – XF1
Classe	C32/40
Resistenza caratteristica a compressione, R_{ck}	40 [MPa]
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione, f_{ck}	33,20 [MPa]
Resistenza cilindrica di progetto a compressione, f_{cd}	
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 33.20 / 1.5 =$	18,81 [MPa]
Modulo elastico E	333460 [daN/cm ²]
Tensione ammissibile cls (σ_{amm})	122,50 [daN/cm ²]

Tensione tang. ammissibile cls (τ_{c0})	7,33 [daN/cm ²]
Tensione tang. ammissibile cls (τ_{c1})	21,14 [dan/cm ²]
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120
Copriferro	40 [mm]

03.2 Acciaio Per Armature

Classe	B450C
Tensione di snervamento nominale, $f_{yk,nom}$	450 [MPa]
Tensione di rottura nominale, f_t ,nom	540 [MPa]
Tensione di progetto, f_{yd}	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 =$	391 [MPa]
Modulo elastico E	210000 [MPa]

04 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

Le caratteristiche geotecniche del terreno del sito, utile al progetto delle singole opere, sono state desunte dalla Relazione Geotecnica.

Nel tratto 4 sono stati effettuate le seguenti prove:

n. 2 CPT posizionate in corrispondenza degli imbocchi del sottovia

n. 1 Sondaggi

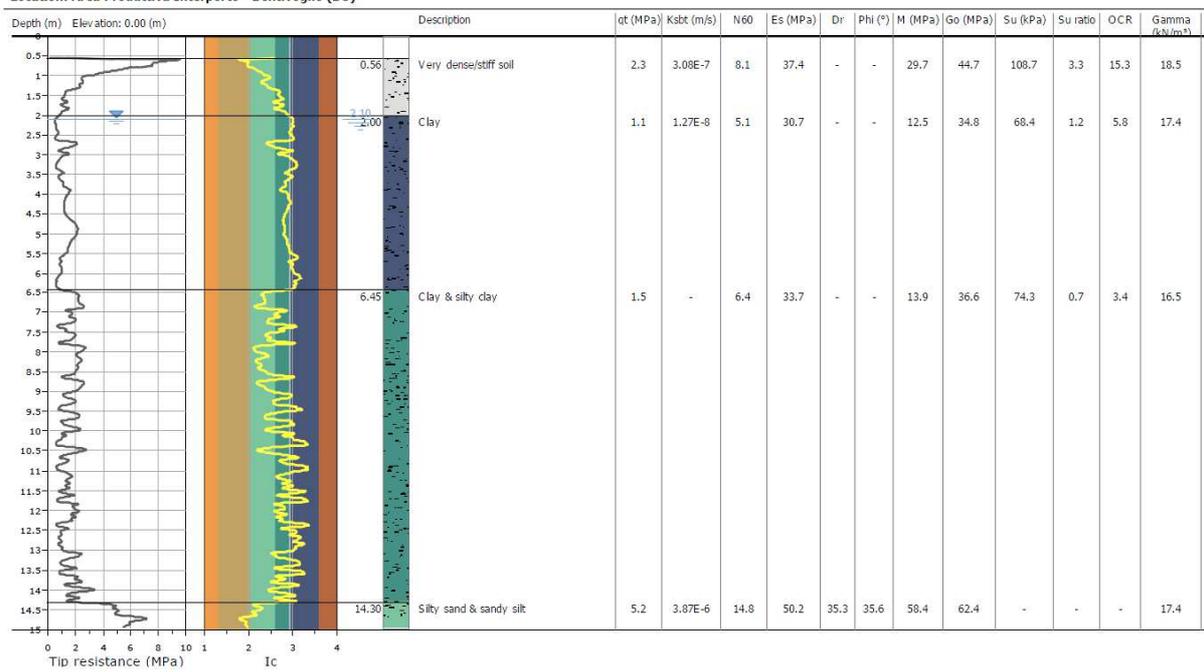
n. 1 Masw

Il terreno è stata catalogato come sabbia limosa e argilla compatta.

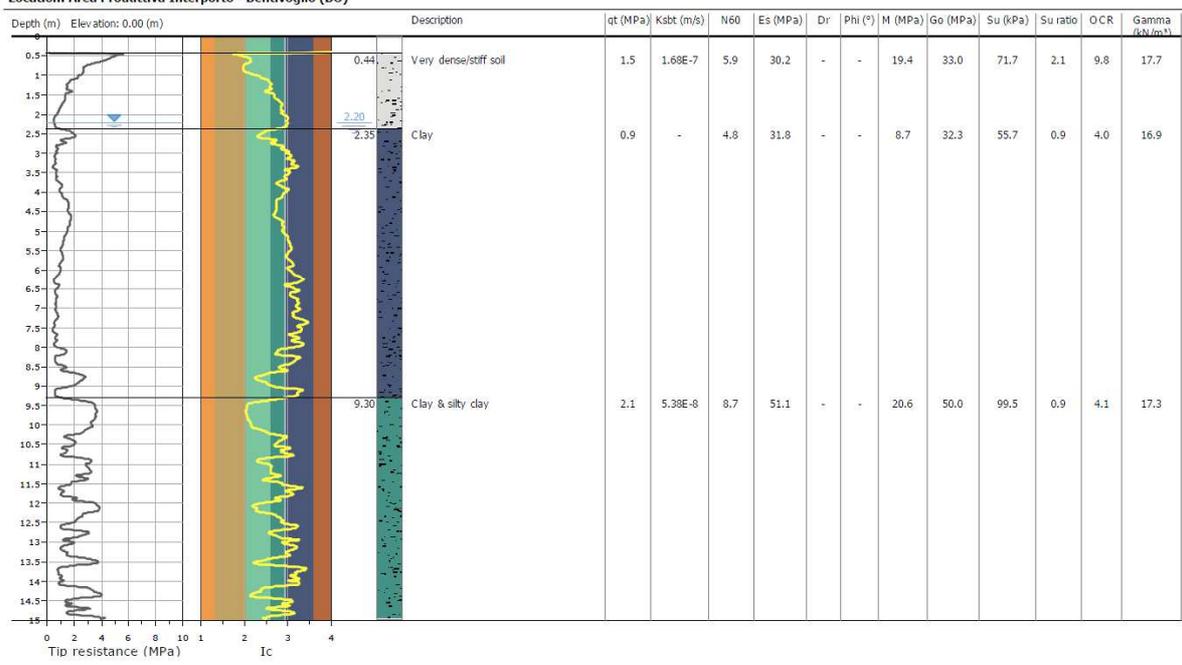
Si riportano a seguire i risultati delle 2 CPT

CPT: CPTe1
Date: 05/06/2017

Project: Ciclopedonale Reno Galliera - Tratto 4
Location: Area Produttiva Interporto - Bentivoglio (BO)



Project: Ciclopedonale Reno Galliera - Tratto 4
Location: Area Produttiva Interporto - Bentivoglio (BO)



I risultati delle prove di laboratorio sul sondaggio S1 restituiscono i seguenti parametri geotecnici non drenati:

$$\gamma = 19.55 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ \text{ angolo di attrito efficace}$$

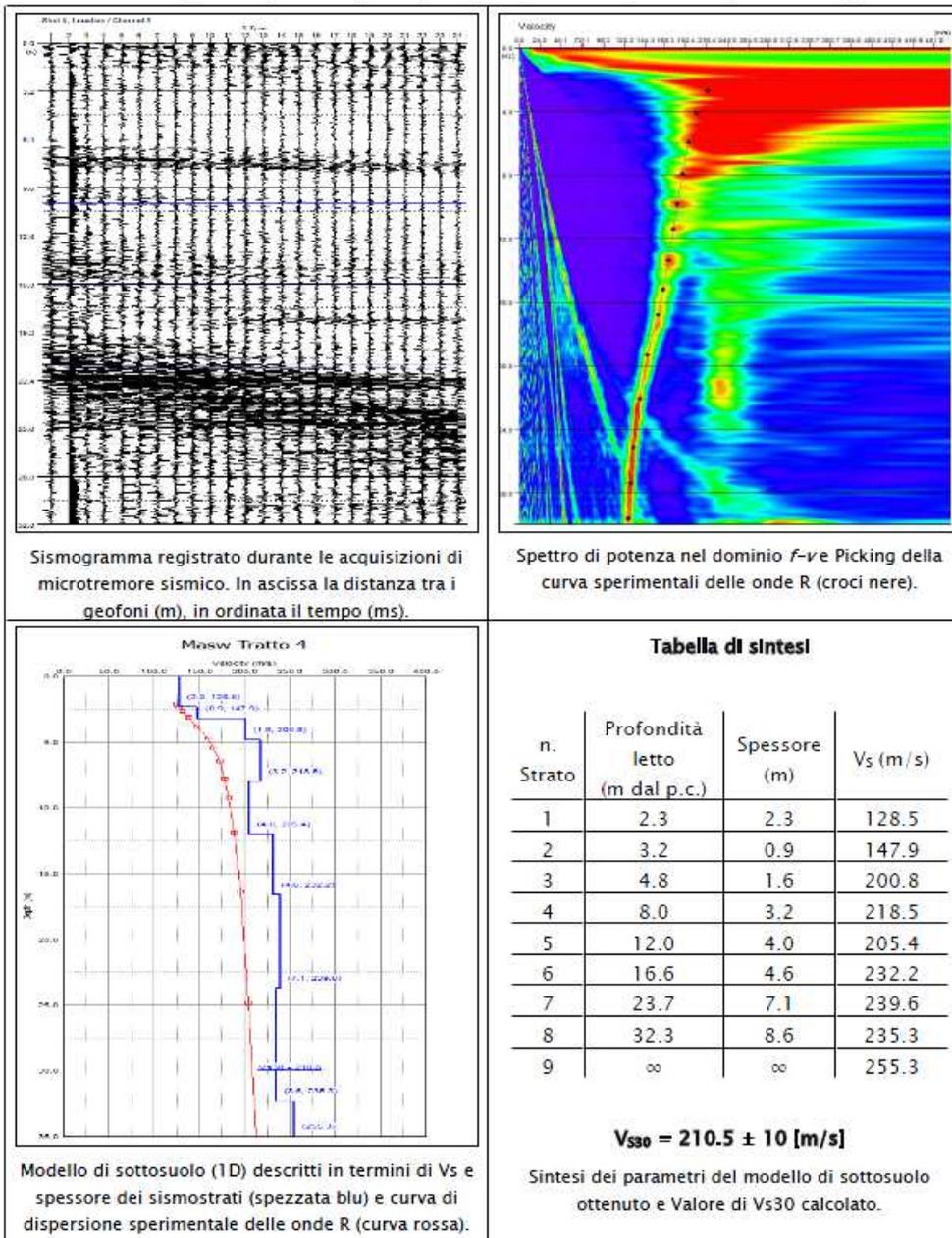
$$c' = 14 \text{ Kpa}$$

PROSPEZIONE SISMICA CON METODOLOGIA ATTIVA/PASSIVA MASW/Re.Mi.

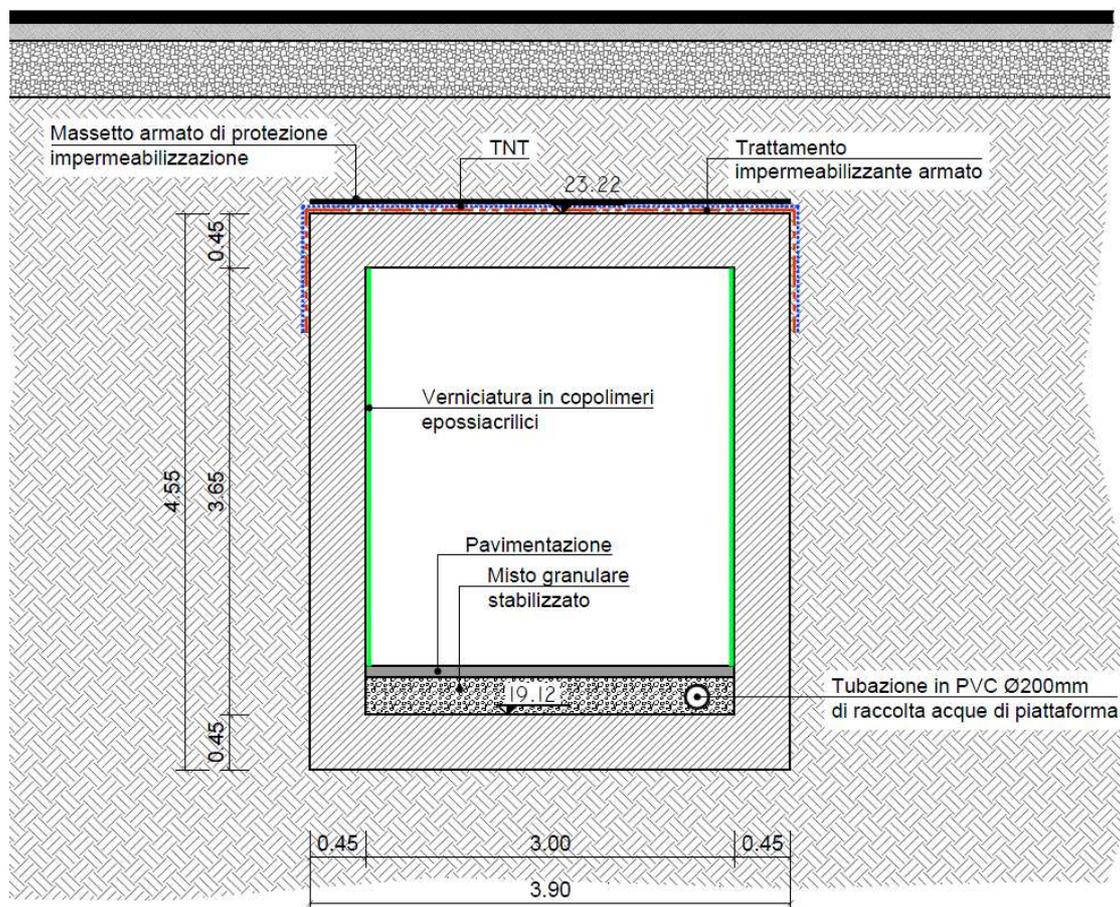
Ciclopedonale Reno Galliera - Tratto 4

n° tracce	Δx (m)	L tot (m)	Δt (ms)	T (s)
25	3,0	69,0	0,5/2,0	2,0/32,0

Δx : interdistanza geofonica; L tot: lunghezza profilo; Δt : passo di campionamento; T: durata registrazione.



05 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA



Geometria dell'opera

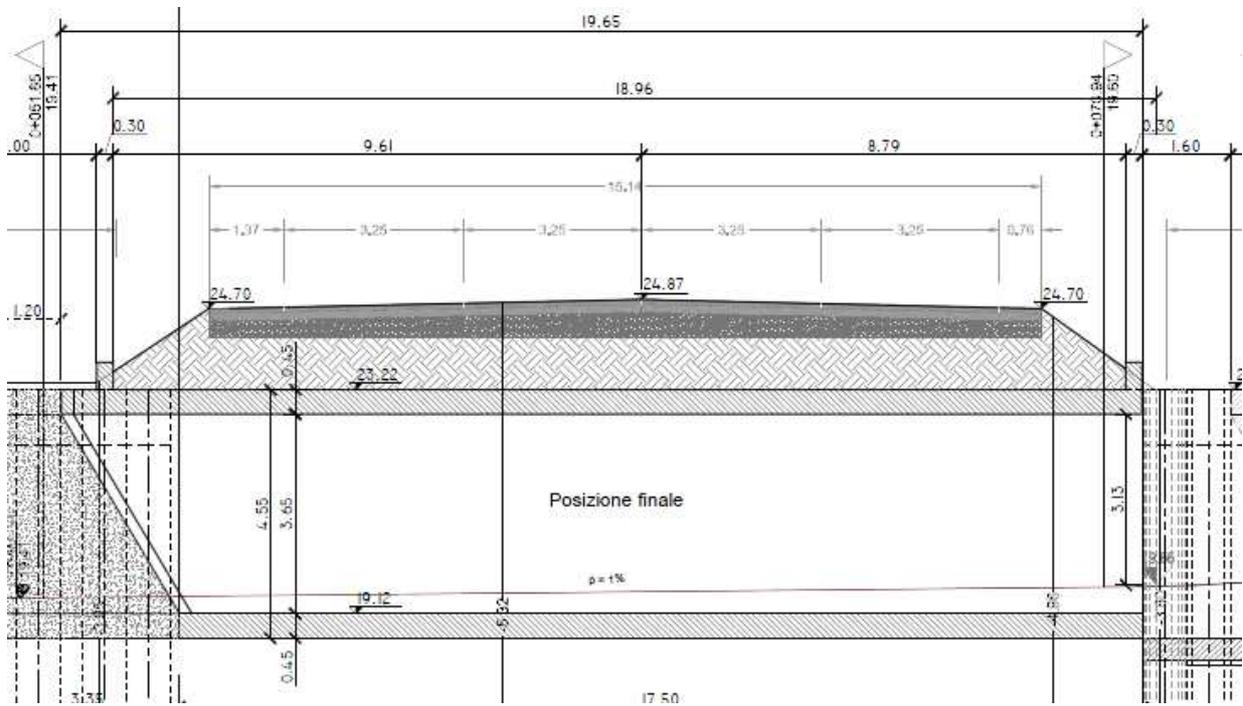
- spessore medio ricoprimento	Hb	=	1.65 m
- larghezza totale del sottopasso	Ltot	=	3.90 m
- larghezza interna del sottopasso	Lint	=	3.00 m
- luce di calcolo	La	=	3.45 m
- spessore della soletta sup	Ss	=	0.45 m
- spessore piedritti	Sp	=	0.45 m
- spessore fondazione	Sf	=	0.45 m
- altezza totale del sottopasso	Htot	=	4.55 m
- luce di calcolo verticale	Lcv	=	4.10 m
- lunghezza massima	Lmax	=	4.10 m



UNIONE
RENO GALLIERA

Città metropolitana di Bologna Unione Reno Galliera

“CONvergenze METropolitane BOlogna: Asse ciclo-pedonale metropolitano Reno Galliera” in Comuni di Argelato, Bentivoglio, Castello d'Argile, Castel Maggiore, Galliera, Pieve di Cento, San Giorgio di Piano, San Pietro in Casale, nell'ambito del programma straordinario di intervento per la riqualificazione urbana e la sicurezza delle periferie della Città metropolitana di Bologna”



06 ANALISI DEI CARICHI

06.1 Peso Proprio

Il peso proprio della struttura viene determinato automaticamente dal programma di carico, mentre i carichi permanenti agenti, sono stati applicati esplicitamente dopo apposito calcolo.

06.2 Permanenti

A favore di sicurezza, nella valutazione dei carichi permanenti sulla soletta superiore, si assume un $\gamma_{\text{ricoprimento}} = 20 \text{ kN/m}^3$. Tale peso specifico tiene conto sia del terreno di ricoprimento che del pacchetto stradale.

Il carico relativo al pacchetto che compone la sede posta all'interno dello scatolare viene assunto come un carico distribuito sulla soletta inferiore. In particolare si assume a favore di sicurezza, per l'intero spessore del pacchetto un $\gamma_{\text{riempimento}} = 20 \text{ kN/m}^3$.

RICOPRIMENTO

$$\gamma_{\text{ricoprimento}} \times H_m = 20 \text{ kN/m}^3 \times 1.65\text{m} = 33.00 \text{ KN/m}^2$$

RIEMPIMENTO

$$\gamma_{\text{riempimento}} \times H_m = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.40\text{m} = 8.00 \text{ KN/m}^2$$

06.3 Spinta Del Terreno

SPINTA A RIPOSO TERRENO CONDIZIONI DRENATE		
Caratteristiche del terreno		
φ	25 °	angolo di attrito
γ_{sat}	19 KN/m ³	peso di volume terreno saturo
γ_w	10 KN/m ³	peso acqua
z_w	-2.1 m	quota falda
H_w	2.45 m	altezza di spinta falda
γ'	9 KN/m ³	peso efficace
Dati geometrici opera		
h	4.55 m	altezza
hr	0 m	ricoprimento misurato dall'estradosso della soletta
H	4.55 m	altezza di spinta terreno
Δq	20 KN/m ²	sovraccarico
Spinte statiche		
$K_0 = 1 - \sin\varphi =$	0.58	coefficiente di spinta a riposo
$\sigma_h = \gamma(H-H_w)K_0$	23.05 KN/m ²	tensione terreno fuori falda
$S = \sigma_h (H-H_w)/2 =$	24.20 KN/m	spinta a riposo terreno fuori falda (applicata 1/3 H-Hw)
$\sigma_{hw} = \gamma_w * H_w$	24.50 KN/m ²	tensione falda
$S_w = \sigma_{hw} H_w/2 =$	30.01 KN/m	spinta a riposo falda (applicata 1/3 Hw)
$\sigma'h = \gamma'K_0H$	23.65 KN/m ²	tensione efficace terreno in falda
$S' = \sigma'h H/2 =$	53.81 KN/m	spinta a riposo del terreno (applicata 1/3 H)
$\sigma q = \Delta q K_0$	11.55 KN/m ²	tensione sovraccarico
$S = \Delta q K_0 H =$	52.56 KN/m	spinta a riposo dovuta al sovraccarico (applicata 1/2 H)
Dati sismici		
α	0.195	accelerazione massima del sito / g
Categoria sottosuolo	C	
F_0	2.505	valore massimo del fattore di amplificazione spettro
S_T	1	coefficiente di amplificazione topografica
S_S	1.407	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S = S_S S_T$	1.407	
β	1	
Spinte sismiche		
$K_h = \alpha S \beta$	0.27	coefficiente di spinta sismica
$S_E = K_h \gamma H^2$	107.92 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

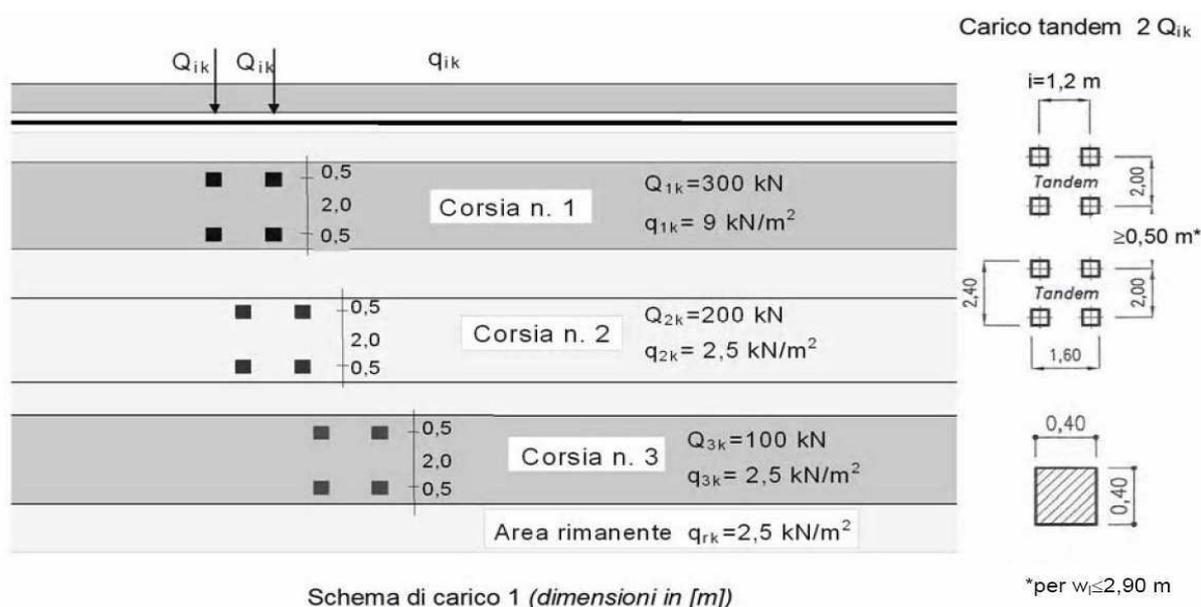
Spinta Statica su elementi bidimensionali							Spinta sismica
h mesh	h _i [m]	$\sigma_{w,i}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{h,i}$ [kN/m ²]	$\sigma_{h,i}$ [kN/m ²]	$\sigma_{q,i}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{tot,i}$ [kN/m ²]	$\sigma'E_i$ [kN/m ²]
0.82	0.00	24.50	23.65	0.00	11.55	60	24
	0.41	20.40	21.52	0.00	11.55	53	24
	1.23	12.20	17.26	0.00	11.55	41	24
	2.05	4.00	13.00	0.00	11.55	29	24
	2.87	0.00	0.00	18.44	11.55	30	24
	3.69	0.00	0.00	9.44	11.55	21	24

06.4 Variazioni Termiche

Trattandosi di un manufatto interrato si ritiene trascurabile l'effetto delle variazioni termiche, con ordine di grandezza nettamente inferiore all'entità delle sollecitazioni in gioco.

06.5 Carichi Variabili: Carichi Mobili Sul Manufatto

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1^a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Si precisa che secondo il Nuovo Testa Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

06.6 Carichi Variabili: Carichi A Tergo Del Rilevato

Sul rilevato di spinta del sottovia si considera un carico accidentale dovuto al traffico pari a 20.00 KN/m²

06.7 Forza Centrifuga

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione centrifuga non presenta componente trasversale per lo scatolare.

06.8 Forza Del Vento

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione del vento non presenta componente trasversale per lo scatolare.

06.9 Sisma

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale 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. Nel caso in oggetto la vita nominale di progetto è pari a $V_N \geq 50$ anni.

Classi 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. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla **Classe III**

Categoria sottosuolo

In base ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in **Categoria C**.

La categoria **topografica è pari T1**

07 METODO VERIFICHE

07.1 Verifiche Agli Stati Limite Ultimi

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerano una sola famiglia di combinazioni (indicata come A1 - M1) in conseguenza dell'utilizzo dell'approccio 2 della normativa. Si ricorda brevemente come il caso A1 - M1 prevede che vengono incrementate le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G , γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire sia la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno sia le verifiche rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

07.2 Verifiche Delle Tensioni In Esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica rara}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica quasi permanente}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

dove f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

07.3 Verifiche Agli Stati Limite Di Fessurazione

07.4 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

- c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

07.5 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

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

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a **condizioni ordinarie**.

07.6 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

07.7 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_s	Stato limite	w_c
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formaz. fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

07.8 Verifiche allo stato limite di fessurazione Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure (w_m) è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

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

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

08 MODELLO DI CALCOLO

Lo stato di sollecitazione in direzione trasversale viene desunto da un calcolo elettronico operante con un modello piano (beam element) che discretizza un tronco di canna lungo 1 m. Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso nel quale è stata simulata l'interazione suolo/struttura operando con molle alla Winkler. La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura.

09 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, vengono considerate le combinazioni riportate nella tabella IV delle NTC. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi I, IIa e IIb.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi per lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1.

Per quanto riguarda lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), si faccia riferimento al Capitolo 9.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara, frequente e quasi permanente.

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

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$