

**S.S.336 "dell'Aeroporto della Malpensa"
Riqualificazione Busto Arsizio - Gallarate - Cardano**

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

COD. MI635

PROGETTAZIONE:



PROGETTISTI:

*Ing. Andrea Del Grosso
Ordine Ing. Genova n. 3611*

*Ing. Tommaso Di Bari
Ordine Ing. Taranto n. 1083*

*Ing. Vito Capotorto
Ordine Ing. Taranto n. 1080*

*Arch. Andreas Kipar
Ordine Arch. Milano n.13359 – Progettista e
Direttore Tecnico LAND Italia Srl*

*Ing. Primo Stasi
Ordine Ing. Lecce n. 842*

**IL RESPONSABILE
dell'Integrazione tra le varie
discipline specialistiche:**

*Ing. Alessandro Aliotta
Ordine Ingegneri Genova n. 7995A*

**IL Coordinatore della Sicurezza
in fase di Progettazione:**

*Arch. Giorgio Villa
Ordine Architetti Pavia n. 645*

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Roberto Pedone
Ordine Geologi della Liguria n. 183*

**Visto: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO:**

Ing. Giancarlo Luongo

Opere d'arte

Relazione tecnica descrittiva delle strutture

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO		P00VI01STRRE01A			
LIV. PROG.	ANNO	CODICE ELAB.			
DPMI0635	F 22	P00VI01STRRE01		A	-
C					
B					
A	EMISSIONE	Gen. 2023	L. Ruffini	A. Bado	A. Del Grosso
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA NAZIONALE	5
2.2	EUROCODICI	5
3	PONTI E VIADOTTI.....	6
3.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	6
3.1.1	<i>Viadotto su SP20 Busto</i>	<i>6</i>
3.1.2	<i>Verifica di massima dell'intervento.....</i>	<i>8</i>
3.1.3	<i>Viadotto su Hupac e Ponte su Ferrovia</i>	<i>16</i>
3.1.4	<i>Ponte su rampa di svincolo Cardano – zona industriale e sovrappasso su SP 15</i>	<i>18</i>
4	SOTTOPASSI	19
4.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	19
4.1.1	<i>Prolungamento sottopasso di Via Correnti</i>	<i>19</i>
5	OPERE DI SOSTEGNO.....	22
5.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	22
5.2	MATERIALI	25
5.3	CRITERI DI PREDIMENSIONAMENTO	26
6	OPERE MINORI.....	36
6.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	36
6.2	PUNTI SINGOLARI	36
6.3	SEGNALETICA	39
6.3.1	<i>Materiali</i>	<i>42</i>

Indice delle Tabelle e delle Figure

SOMMARIO	1
FIGURA 1: VIADOTTO SU SP 20 BUSTO INDIVIDUAZIONE SBALZI OGGETTI DI RIQUALIFICA	6
FIGURA 2: RIQUALIFICA SBALZI ESTERNI	7
FIGURA 3: RIQUALIFICA SBALZI INTERNI	7
FIGURA 4: INDIVIDUAZIONE SBALZI OGGETTI DI RIQUALIFICA	16
FIGURA 5: RIQUALIFICA SBALZI ESTERNI	17
FIGURA 6: RIQUALIFICA SBALZI INTERNI	17
FIGURA 7: INDIVIDUAZIONE SBALZI OGGETTI DI RIQUALIFICA	18
FIGURA 8: RIQUALIFICA SBALZI ESTERNI	18
FIGURA 9: STRALCIO PLANIMETRICO SOTTOPASSO VIA CORRENTI.....	19
FIGURA 10: PIANTA DEL PROLUNGAMENTO.....	20
FIGURA 11: SEZIONE TRASVERSALE.....	20
FIGURA 12: PROFILO	21
FIGURA 13: MURI D'ALA	21
FIGURA 14: OPERA TIPO 1	22
FIGURA 15: OPERA TIPO 2	22
FIGURA 16: OPERA TIPO 3	22
FIGURA 17: OPERA TIPO 4	22
FIGURA 18: OPERA TIPO 5	23
FIGURA 19: OPERA TIPO 6	23
FIGURA 20: OPERA TIPO 7	23
FIGURA 21: OPERA TIPO 8	23
FIGURA 22: OPERA A PROTEZIONE DELLA PILA A "SETTO"	36
FIGURA 23: OPERA A PROTEZIONE DELLA PILA A "SETTO" – SEZIONE TRASVERSALE	36
FIGURA 24: OPERA A PROTEZIONE DELLA PILA A "PILASTRI"	37
FIGURA 25: OPERA A PROTEZIONE DELLA PILA A "PILASTRI" – SEZIONE TRASVERSALE	37
FIGURA 26: OPERA A PROTEZIONE DELL'IMBOCCO DELLA GALLERIA	37
FIGURA 27: OPERA A PROTEZIONE DELL'IMBOCCO DELLA GALLERIA – SEZIONE TRASVERSALE	38
FIGURA 28: PORTALE A BANDIERA	39
FIGURA 29: PORTALE A FARFALLA	39
FIGURA 30: PORTALE A MESSAGGIO VARIABILE.....	40
FIGURA 31: MONOPALO DELLA SEGNALETICA.....	40

1 PREMESSA

La presente relazione, che riguarda il “Progetto di fattibilità tecnico ed economica della S.S. 336 Busto Arsizio - Gallarate - Cardano”, ha lo scopo di illustrare le strutture previste al fine di fornire gli elementi per le successive fasi di sviluppo progettuale.

In particolare, verranno trattate le seguenti strutture necessarie alla realizzazione del progetto di riqualifica della S.S.:336:

- Riqualifica dei cordoli porta sicurvia delle opere di linea relativamente a ponti e viadotti;
- Prolungamento sottopasso esistente per accogliere l'allargamento di carreggiata in quel tratto;
- Muri di sostegno per l'alloggiamento dei sicurvia e delle barriere acustiche;
- Opere minori per la risoluzione di punti singolari e di potenziamento dell'attuale segnaletica stradale;

Per quanto concerne le caratteristiche dei materiali, da prevedere nell'ambito della successiva fase di progettazione, ci si dovrà attenere alle prescrizioni e alle metodologie di calcolo previste dalle vigenti normative ed in particolare per il calcestruzzo alle NTC 2018 ed all' Eurocodice 2 mentre per l'acciaio sempre alle NTC 2018 e all' Eurocodice 3. Per le opere in c.a. si dovrà rispettare un copriferro minimo di 40mm, così da garantire la durabilità nel tempo dell'opera indipendentemente dalla classe di resistenza del calcestruzzo e della classe di esposizione.

Per maggiori dettagli sulle opere da realizzare si rimanda alle tavole di progetto.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riportano nel presente capitolo le principali normative e documenti di riferimento seguite per il predimensionamento delle opere strutturali e che dovranno essere considerate per i successivi sviluppi progettuali.

2.1 NORMATIVA NAZIONALE

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 «Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche»;
- D.M. del 17 Gennaio 2018 «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni».
- Circolare Consiglio Sup. LL.PP. 21 Gennaio 2019 n° 7 «Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17 Gennaio 2018».

2.2 EUROCODICI

- UNI EN 1991-2:2005 «Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti»;
- UNI EN 1992-2:2006 «Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi»;
- UNI EN 1993-2:2007 «Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio»;
- UNI EN 1993-1-5:2007 «Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra»;
- UNI EN 1994-2:2006 «Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti»;
- UNI EN 1998-2:2006 «Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti».

3 PONTI E VIADOTTI

3.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Gli interventi previsti sulle opere di linea consistono nella riqualifica degli sbalzi delle opere esistenti e nella sostituzione dei sicurvia. Di seguito sono presentate le opere di linea e gli interventi più significativi.

3.1.1 Viadotto su SP20 Busto

Per il Viadotto su SP20 Busto Arsizio è prevista la sostituzione dei dispositivi di ritenuta situati sugli sbalzi laterali degli impalcati a cassone per entrambe le carreggiate, così come indicato nella seguente figura:

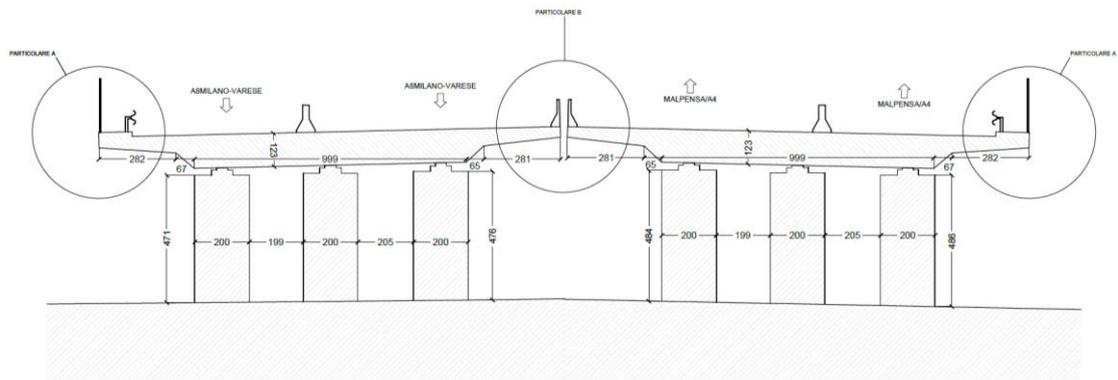
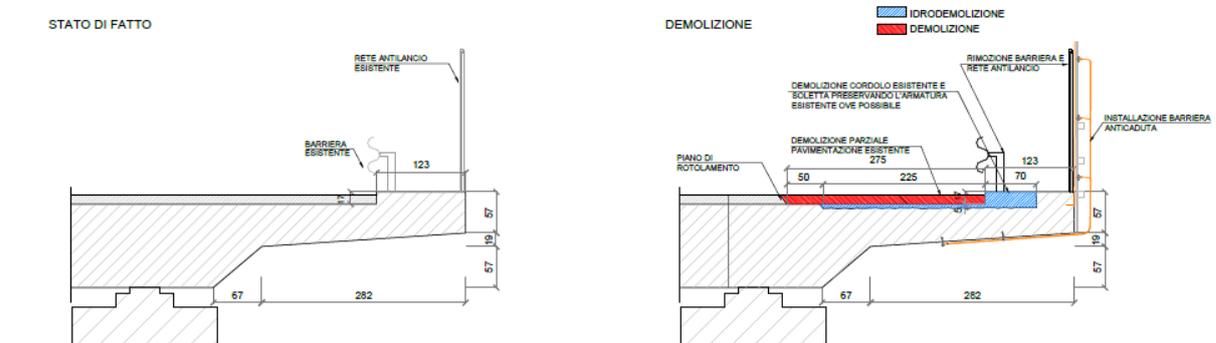


Figura 1: viadotto su SP 20 Busto individuazione sbalzi oggetti di riqualifica

Per i cordoli lato esterno carreggiata, dove ad oggi è presente un cordolo di larghezza minima di 123 cm, è prevista la rimozione della pavimentazione esistente in adiacenza dello sbalzo e l' idrodemolizione di almeno 5cm all'estradosso della soletta (fino ad arrivare a cavallo dello sbalzo) e di 70 cm dell'attuale cordolo così da poter inserire l'armatura integrativa necessaria per soddisfare le attuali prescrizioni normative. Ricostruito il cordolo si eseguirà l'impermeabilizzazione della soletta e la stesa del nuovo manto stradale. Di seguito sono riportate le fasi inserite negli elaborati grafici.



3.1.2 Verifica di massima dell'intervento

Caratterizzazione dei materiali

Per la verifica preliminare dello sbalzo, vista la presenza dei disegni di contabilità e l'assenza di prove di caratterizzazione dei materiali ai fini dell'identificazione del livello di conoscenza, si farà riferimento al § C8.5.4 della Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

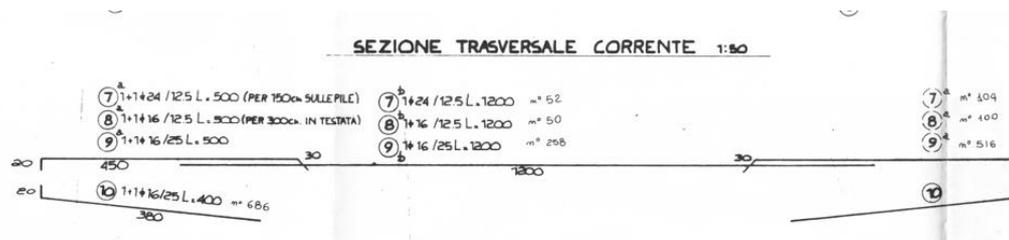
Dai disegni di contabilità si evince che per le armature sia stato previsto un acciaio Fb44k mentre per il calcestruzzo si ha un Rbk 450. Per il calcestruzzo e per l'acciaio si utilizza la seguente relazione per l'individuazione dei parametri di calcolo

$$f_{sd} = \left(\frac{f_{sk}}{FC} \right)$$

$$f_{yd} = 318.15 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 22.04 \text{ N/mm}^2$$

Si riporta di seguito l'armatura della sezione corrente ricavata dai disegni di contabilità:



Al lembo teso si adottano, per la verifica, 1+1 barre Ø16/25.

Carichi e combinazioni di carico

Carichi permanenti

Di seguito si riportano in tabella i valori del peso proprio e dei carichi permanenti della struttura in esame.

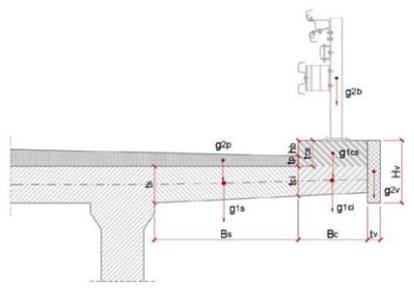
Si utilizzano i seguenti pesi specifici:

Peso specifico calcestruzzo: $\gamma_{CLS} = 25.0 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico pavimentazione: $\gamma_{PAV} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico barriera: $\gamma_{BAR} = 1.0 \text{ kN/m}$

CARICHI PERMANENTI			
Pesi specifici	γ_{cts}	25	kN/m ³
	γ_{pav}	22	kN/m ³
Perm strutturali	g_{1s}	28.50	kN/m
	g_{1ci}	15.38	kN/m
	g_{1cs}	5.23	kN/m
Perm non strutturali	g_{2p}	5.02	kN/m
	g_{2v}	0	kN/m
	g_{2b}	2.00	kN/m



Carichi stradali

Si sono considerati due differenti schemi di carico:

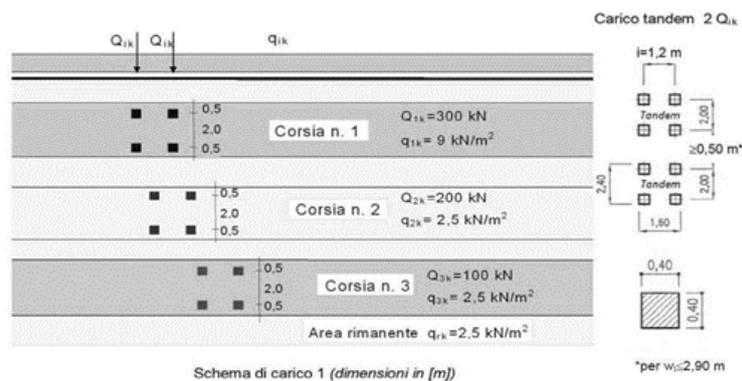
- Schema di carico 1
- Schema di carico 2

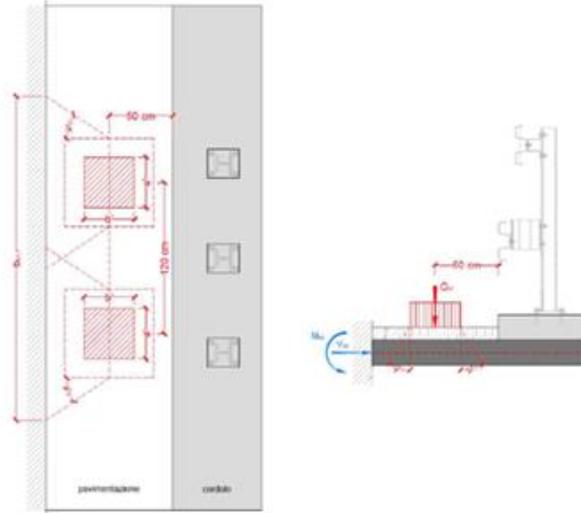
Schema di carico 1

Nella combinazione di carico fondamentale, in assenza di urto, è stata considerata l'azione variabile del traffico corrispondente allo schema di carico 1 (definito nel § 5.1.3.3 del D.M. 2018) costituito da carichi concentrati su due assi in tandem di forma quadrata ($a'_1 \times b'_1 = 0.4 \times 0.4$ m) con interasse trasversale di 2.00 m e interasse longitudinale di 1.20 m e da un carico uniformemente distribuito.

Nel caso specifico, per la verifica del cordolo a lato carreggiata risulta significativa la sola corsia 1 con carico per asse pari a $Q_k = 300$ kN (150 kN agente su ciascuna impronta di carico) e un carico distribuito pari a 9 kN/m².

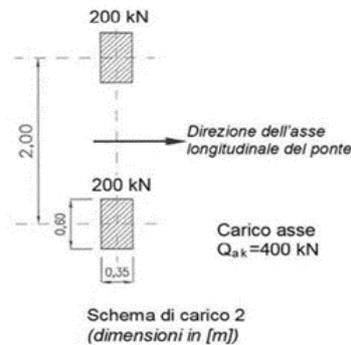
Secondo la normativa vigente il carico tandem deve essere disposto in asse alla corsia convenzionale di larghezza 3.00 m. La distanza dell'asse della prima ruota utile ricade pertanto a 0.50 m dal bordo del cordolo.



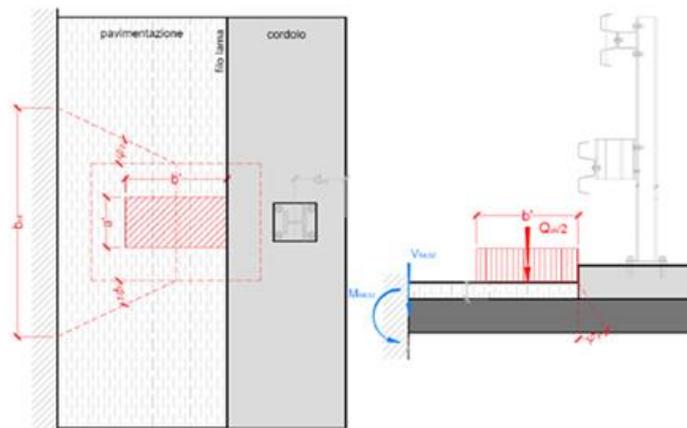


Schema di carico 2

Nella condizione di carico eccezionale di urto veicolare il D.M. 2018 (§5.1.3.10) prescrive di considerare, in affiancamento alla suddetta azione, lo schema di carico 2 costituito dal carico Q_{ak} pari a 400 kN suddiviso su due impronte di carico aventi dimensioni $b'_2 \times a'_2 = 0.60 \times 0.35$ m con interasse trasversale di 2.00 m.



Il carico è considerato agente al filo del cordolo rialzato rispetto alla pavimentazione, così come riportato negli schemi delle figure sottostanti.

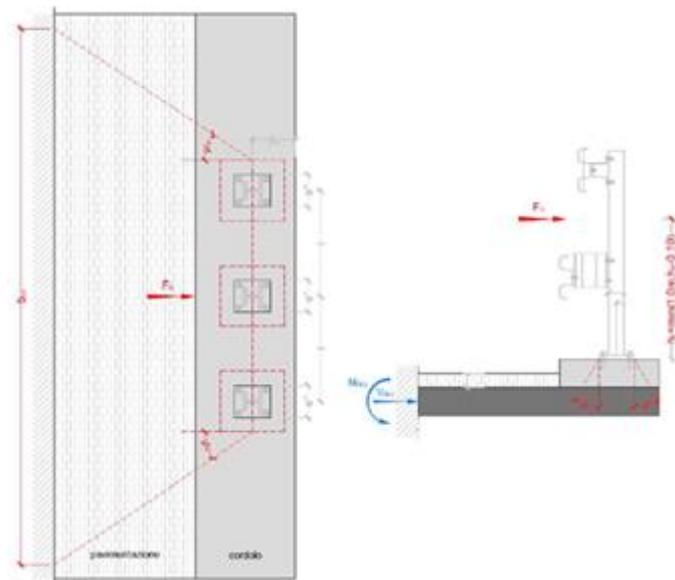


Azioni derivanti dall'urto

Il carico da 100 kN dovrà essere amplificato con un coefficiente di 1.50 come stabilito dal paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018 e dal paragrafo 4.7.3.3 della norma UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture” – Parte 2: “Carichi da traffico sui ponti”).

Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLUecc per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario.

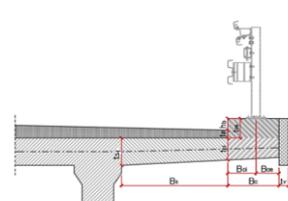
L'azione dell'urto sulla barriera di sicurezza si traduce in un carico orizzontale diretto verso l'esterno dell'impalcato ed applicato ad un'altezza h_u . In virtù delle rigidzze tipiche dei sistemi di guardiavia, tale azione si ipotizza ripartita su 3 montanti della barriera come indicato nelle figure sottostanti.



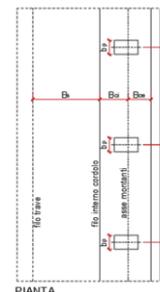
Geometrie

GEOMETRIA BORDO PONTE		
Montanti barriera	i_{m1}	1.25 m
	b_p = lato piastra base (dir. Long.)	0.2 m
	h_p = lato piastra base (dir. Trasv.)	0.2 m
	B_{c1}	0.4 m
	B_{c2}	0.84 m
Violetta	H_v	0 m
	t_v	0 m
Pavimentazione	t_p	0.15 m
Cordolo	B_c	1.23 m
	t_{c1}	0.48 m
	h_b	0.02 m
	t_{c2}	0.17 m
Azione da traffico	SCHEMA 1	
	a'_1	0.40 m
	b'_1	0.400 m
	i_{long}	1.2 m
	Q_{zandem}	300.00 kN
	$q_{distribuito}$	17.1 kN/m
	SCHEMA 2	
	a'_2	0.35 m
	b'_2	0.6 m
	$Q_{concentrato}$	200.00 kN

SEZ. TRASVERSALE

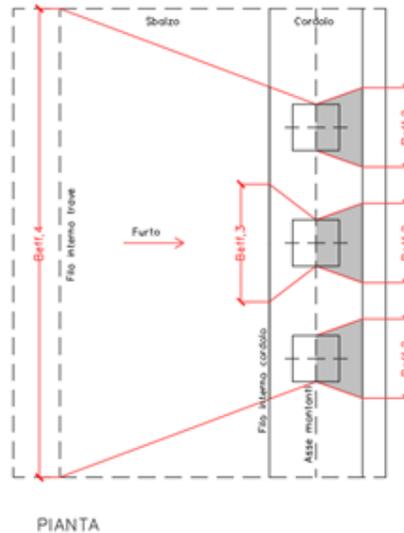


PIANTA



Per il calcolo delle lunghezze collaboranti relative alle differenti sezioni di verifica si farà riferimento allo schema tipo e alle formule di seguito riportate.

Si considera una diffusione degli sforzi di 45° all'interno del calcestruzzo.



- Sezione S4 (Soletta filo trave – Urto)

Per il calcolo della lunghezza collaborante nella sezione S4 in corrispondenza della soletta filo trave (campata e appoggio), considerando le azioni derivanti dall'urto, si impiegano le formule:

$$- B_{eff,4,m \text{ campata}} = 2 * i_m + b_p + 2 * \sqrt{(B_{ci} + B_s)^2 + \left(t_{cs} + \frac{t_{ci}}{2}\right)^2} * \tan(45)$$

$$- B_{eff,4,m \text{ appoggio}} = 2 * i_m + b_p + \sqrt{(B_{ci} + B_s)^2 + \left(t_{cs} + \frac{t_{ci}}{2}\right)^2} * \tan(45)$$

- Sezione S4 (Soletta SCHEMA 1)

Per il calcolo della lunghezza collaborante nella sezione S4 in corrispondenza della soletta soggetta a Schema di carico da traffico 1 (campata e appoggio), si è fatto riferimento alle seguenti formule:

$$- B_{eff,4, \text{SCHEMA 1}_{campata}} = i_{long} + a'_1 + 2 * \left(h_b + \frac{t_s}{2}\right) \tan \varphi_1 + 2 * (B_s - 0.5) \tan \varphi_2$$

$$- B_{eff,4, \text{SCHEMA 1}_{appoggio}} = i_{long} + a'_1 + \left(h_b + \frac{t_s}{2}\right) \tan \varphi_1 + (B_s - 0.5) \tan \varphi_2$$

- Sezione S4 (Soletta SCHEMA 2)

Per il calcolo della lunghezza collaborante nella sezione S4 in corrispondenza della soletta soggetta a Schema di carico da traffico 2 (campata e appoggio), si è fatto riferimento alle seguenti formule:

$$- B_{eff,4, \text{SCHEMA 2}_{campata}} = a'_2 + 2 * \left(h_b + \frac{t_s}{2}\right) \tan \varphi_1 + 2 * \left(B_s - \frac{b'_2}{2}\right) \tan \varphi_2$$

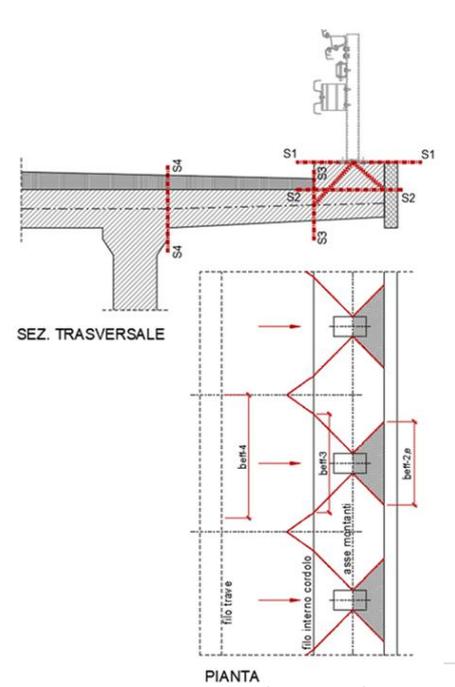
$$- B_{eff,4, \text{SCHEMA 2}_{appoggio}} = a'_2 + \left(h_b + \frac{t_s}{2}\right) \tan \varphi_1 + \left(B_s - \frac{b'_2}{2}\right) \tan \varphi_2$$

Per lo schema di carico 1, nel caso in cui la larghezza dello sbalzo B_s risulti inferiore alla distanza tra il baricentro dell'impronta e il filo esterno del cordolo sarà presa in considerazione la quota parte dell'azione verticale agente sullo sbalzo trascurando quella gravante sull'ala e sull'anima della trave, per il calcolo della lunghezza collaborante si farà riferimento al baricentro dell'impronta caricata.

Viceversa se B_s risulta maggiore della distanza tra il baricentro dell'impronta e il filo esterno del cordolo si prenderà in considerazione l'intera azione verticale agente sull'impronta e in questo caso per il calcolo della larghezza collaborante si farà riferimento al baricentro dell'intera impronta.

Per lo schema di carico 2, nel caso in cui la larghezza dello sbalzo B_s risulti inferiore a $0.8b'$ (con b' si indica la base dell'impronta di carico dello schema 2) sarà presa in considerazione la quota parte dell'azione verticale agente sullo sbalzo trascurando quella gravante sull'ala e sull'anima della trave, per il calcolo della larghezza collaborante si farà riferimento al baricentro dell'impronta caricata. Nel caso in cui B_s risulti superiore a $0.8b'$ sarà presa in considerazione l'intera azione verticale agente sull'impronta e per il calcolo della larghezza collaborante si farà riferimento al baricentro dell'intera impronta.

SEZIONI DI VERIFICA		
Angolo di ripartizione nel cls	$\phi_1 = \phi_2$	45 °
Sez. S4 -Soletta filo trave (urto e vento)	$b_{eff-4,mCampata}$	7.37 m
	$b_{eff-4,mAppoggio}$	5.04 m
Sez. S4 -Soletta SCHEMA 1 Campata	$b_{eff-4,SCHEMA\ 1_campata}$	5.18 m
Sez. S4 -Soletta SCHEMA 1 Appoggio	$b_{eff-4,SCHEMA\ 1_appoggio}$	3.39 m
Sez. S4 -Soletta SCHEMA 2 Campata	$b_{eff-4,SCHEMA\ 2_campata}$	4.40 m
Sez. S4 -Soletta SCHEMA 2 Appoggio	$b_{eff-4,SCHEMA\ 2_appoggio}$	2.38 m



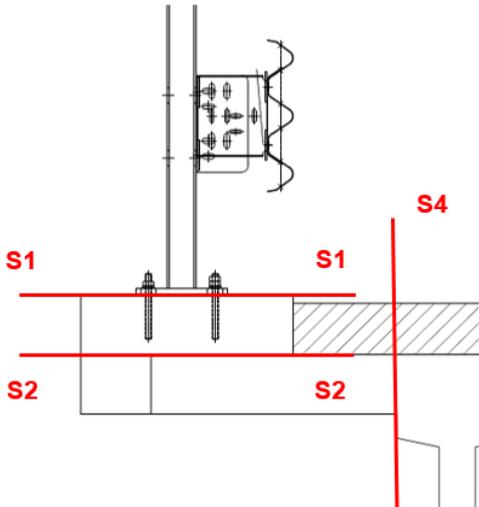
Verifica sezione S4 (stacco dello sbalzo) e combinazioni di calcolo

Combinazioni di calcolo

	COMBINAZIONI DI CARICO				
	C1	C2	C3	C4	C5
	ECC.	SLU - 01	SLU - 02	SLU - 03	SLU - 04
Perm strutturali	1	1.35	1.35	1.35	1.35
Perm non strutturali	1	1.35	1.35	1.35	1.35
Traffico SCHEMA 1 Carico tandem	0	1.35	1.0125	0	0
Traffico SCHEMA 1 Carico distribuito	0	1.35	0.54	0	0
Traffico SCHEMA 2	1	0	0	1.35	1.01
Vento dir. est.	0	0.9	1.5	0.9	1.5
Neve	0	0	0	0	0
Urto (azione orizzontale)	1	0	0	0	0

Sollecitazioni

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE - Sezione S4 - Campata			
	Azione diretta verso l'esterno		
	V	M	N
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Permanenti strutturali	46.11	75.09	0
Permanenti non strutturali	8.27	10.56	0
Traffico SCHEMA 1 Carico tandem	57.92	81.08	0
Traffico SCHEMA 1 Carico distribuito	17.10	16.25	0
Traffico SCHEMA 2	45.45	72.73	0
Vento dir. est.	0	0.08	0.17
Neve	0	0	0
Urto (azione orizzontale)	0	28.69	20.35
Combinazione 1	99.84	187.06	20.35
Combinazione 2	174.69	247.09	0.15
Combinazione 3	141.29	206.61	0.25
Combinazione 4	134.78	213.88	0.15
Combinazione 5	119.44	189.38	0.25



Verifica Slu a Momento

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	16.08	4
2	16.08	46

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 247.09 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 231.2 kN m

σ_c -22.04 N/mm²
σ_s 318.5 N/mm²
ε_s 3.5 ‰
ε_s 41.25 ‰
d 46 cm
x 3.598 x/d 0.07822
δ 0.7

Materiali: FeB44k C35/45
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 318.5 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 22.04 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.517 ‰ σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

La verifica della sezione di sbalzo non risulta soddisfatta

Verifica Slu a Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/04/2018

Caratteristiche dei materiali esistenti:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	45	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	37	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza del materiale FC * γ_c	γ	=	1.35	

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	0.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	460	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing_1	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n_1	=	8	--
Diametro ferri longitudinali	\varnothing_2	=	0	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n_2	=	0	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1608	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0035	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.66	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.46	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	210.32	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	239.65	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO LE LINEE GUIDA CLASSIFICAZIONE E GESTIONE RISCHIO, VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E MONITORAGGIO DEI PONTI ESISTENTI § 6.3.5.2

Resistenza ultima a taglio V_{Rd}	V_{Rd}	=	419.18	kN
-------------------------------------	----------	---	--------	----

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

3.1.3 Viadotto su Hupac e Ponte su Ferrovia

Per entrambi i viadotti, così come per il Viadotto su S.P20 Busto Arsizio, è prevista la sostituzione dei dispositivi di ritenuta situati sugli sbalzi laterali per entrambe le carreggiate. Nella seguente figura è rappresentato l'intervento previsto per il viadotto su Hupac:

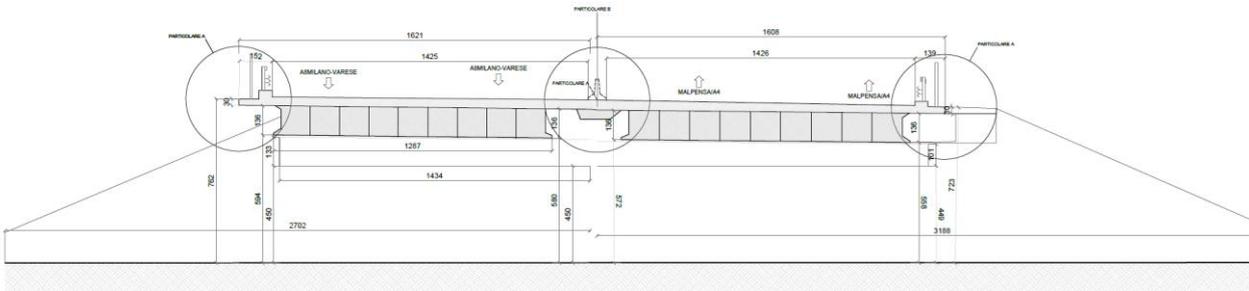
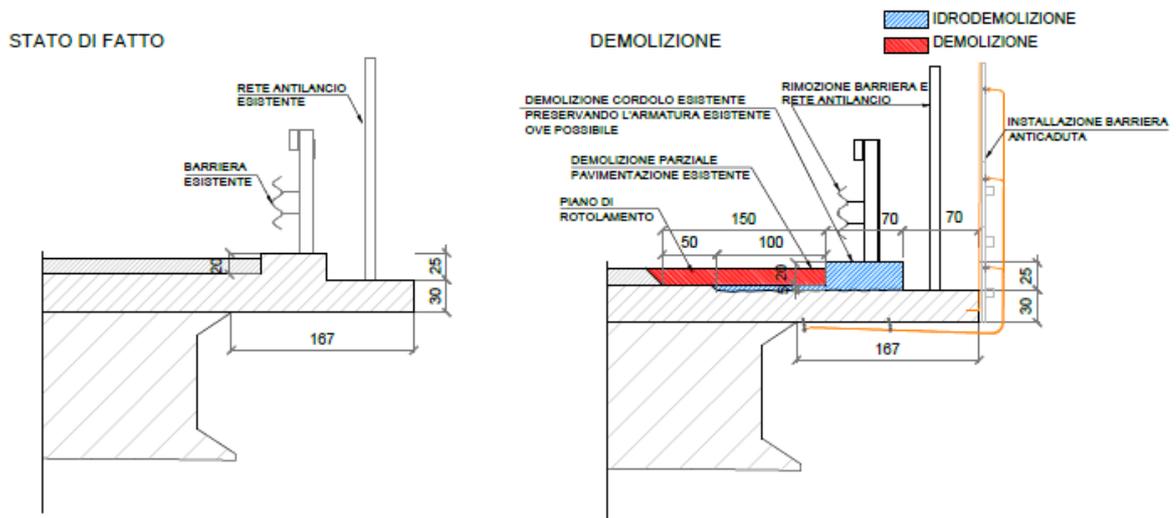


Figura 4: individuazione sbalzi oggetti di riqualifica

Per i cordoli lato esterno carreggiata, dove ad oggi è presente un cordolo di larghezza pari a 167 cm in cui 70cm occupati da un cordolo porta sicurtà metallico e i restanti da una rete antilancio, è prevista la rimozione della pavimentazione esistente in adiacenza dello sbalzo, l' idrodemolizione di almeno 5cm all'estradosso della soletta (fino ad arrivare a cavallo dello sbalzo) e di 70 cm dell'attuale cordolo così da poter inserire l'armatura integrativa necessaria per soddisfare le attuali prescrizioni normative. Ricostruito il cordolo si eseguirà l'impermeabilizzazione della soletta, la stesa del nuovo manto stradale e sarà alloggiato un nuovo sicurtà con rete antilancio integrata. Di seguito sono riportate le fasi inserite negli elaborati grafici.



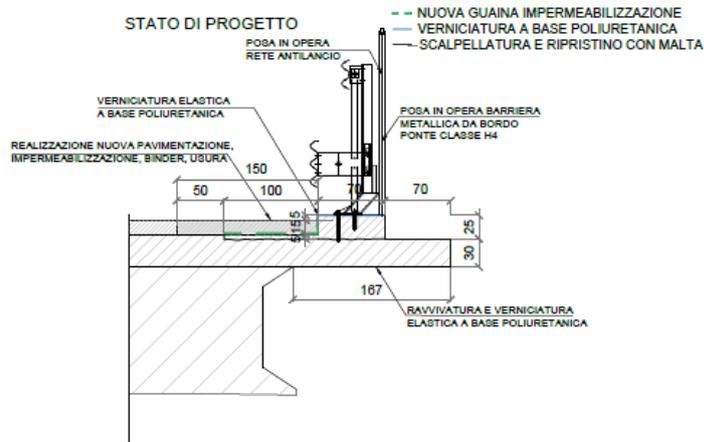


Figura 5: riqualfica sbalzi esterni

Per i cordoli lato interno carreggiata, dove ad oggi è presente un new jersey, sono previste le medesime lavorazioni per il cordolo esterni con la differenza che in questo caso, dovendo alloggiare dei nuovi new jersey, il cordolo sarà di larghezza totale 60cm. Di seguito sono riportate le fasi inserite negli elaborati grafici.

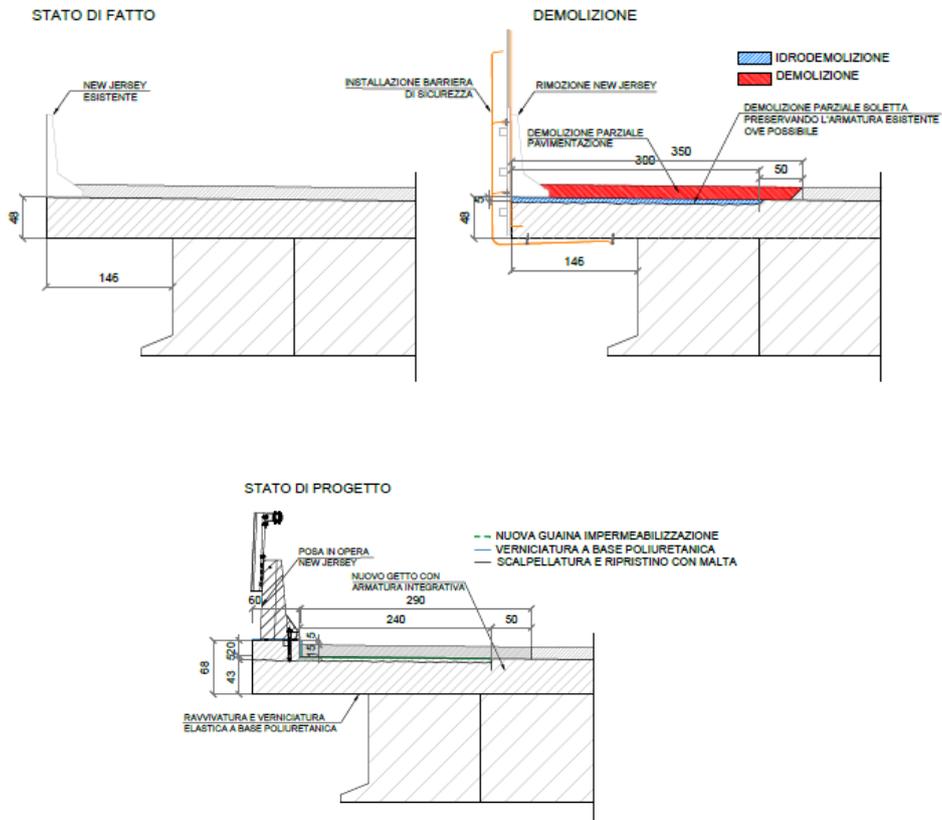


Figura 6: riqualfica sbalzi interni

3.1.4 Ponte su rampa di svincolo Cardano – zona industriale e sovrappasso su SP 15

Per entrambi gli scolarari è prevista la sostituzione dei dispositivi di ritenuta situati sugli sbalzi laterali esterni in corrispondenza dell'imbocco/sbocco. Nella seguente figura è rappresentato l'intervento previsto per il viadotto su Hupac:

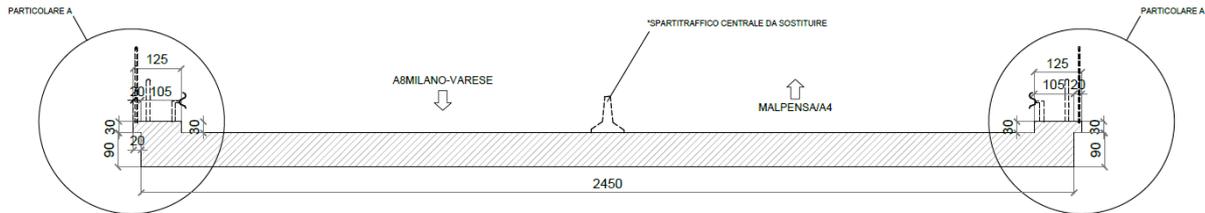


Figura 7: individuazione sbalzi oggetti di riqualfica

E' prevista la rimozione della pavimentazione esistente in adiacenza dello sbalzo, l'idrodemolizione dell'attuale cordolo così da poter inserire l'armatura integrativa necessaria per soddisfare le attuali prescrizioni normative. Ricostruito il cordolo di larghezza almeno di 70cm si eseguirà l'impermeabilizzazione della soletta, la stesa del nuovo manto stradale e sarà alloggiato un nuovo sicurvia con rete antilancio integrata. Di seguito sono riportate le fasi inserite negli elaborati grafici.

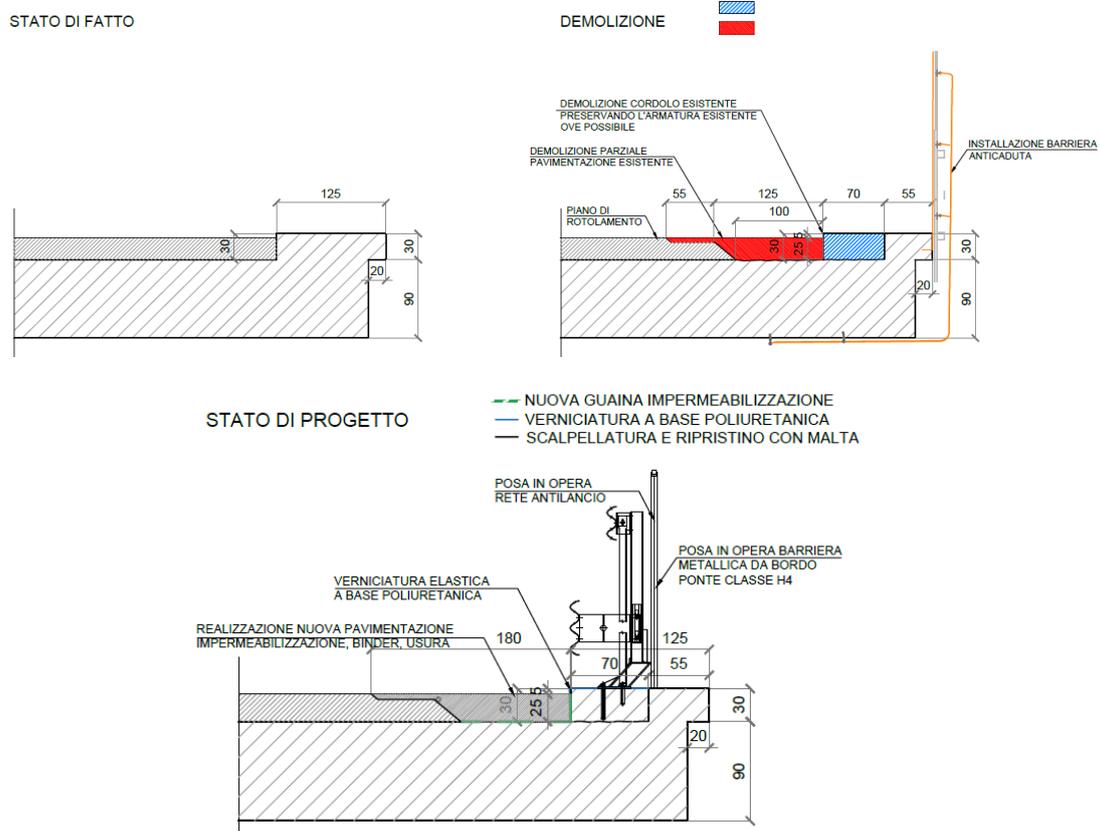


Figura 8: riqualfica sbalzi esterni

4 SOTTOPASSI

4.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Per il sottopasso n.2 l'intervento previsto è quello di riqualifica dei cordoli laterali esistenti con la relativa sostituzione dei sicurvia. Gli interventi su quest'ultimo sono simili a quelli appena descritti per il ponte su rampa di svincolo Cardano e sul sovrappasso su SP15. Nel presente capitolo si descrive l'intervento previsto sul sottopasso di via Correnti.

4.1.1 Prolungamento sottopasso di Via Correnti

Al fine di permettere l'allargamento della carreggiata prevista in progetto, si è reso necessario prolungare l'attuale sottopasso di via Correnti verso sud e verso nord. Di seguito uno stralcio planimetrico dell'opera:

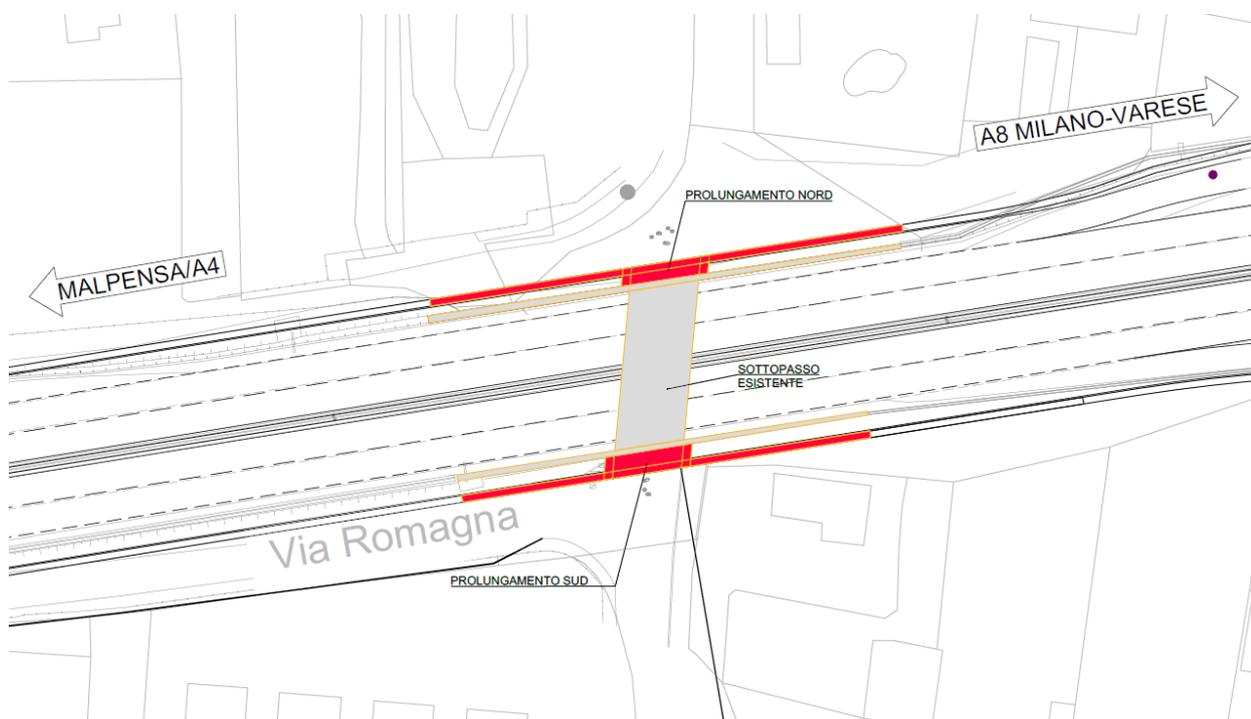


Figura 9: stralcio planimetrico sottopasso via Correnti

La sezione strutturale del sottopasso scatolare, reperito dai disegni di contabilità, presenta piedritti di spessore 100 cm, una soletta di 65 cm e una fondazione di spessore 120 cm. Internamente il sottopasso ha una luce netta di 8m e una larghezza di 3m. Il prolungamento è stato pensato con le medesime caratteristiche di quello esistente mentre ai lati degli imbocchi saranno realizzati dei muri fondati su micropali a sostegno del successivo riempimento per l'allargamento della carreggiata. Al fine di ridurre i disagi per la viabilità, durante la realizzazione dei prolungamenti, si è valutato di mantenere gli attuali muri di sostegno della carreggiata in fase definitiva, affiancandogli quelli di nuova realizzazione.

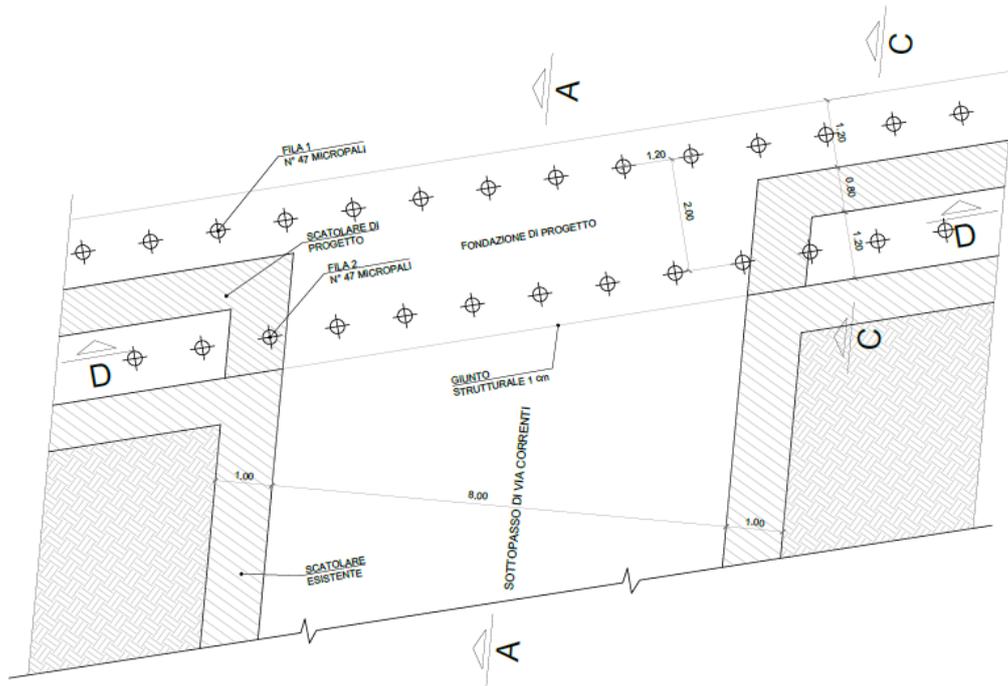


Figura 10: pianta del prolungamento

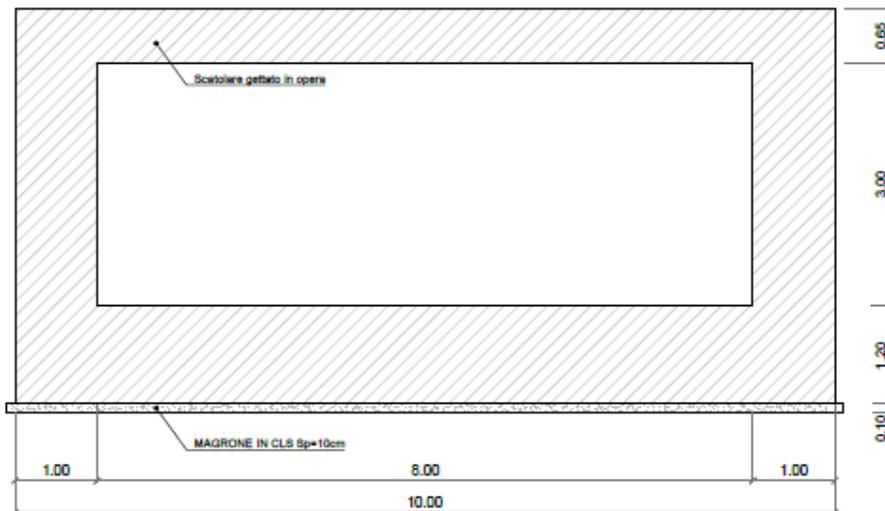


Figura 11: sezione trasversale

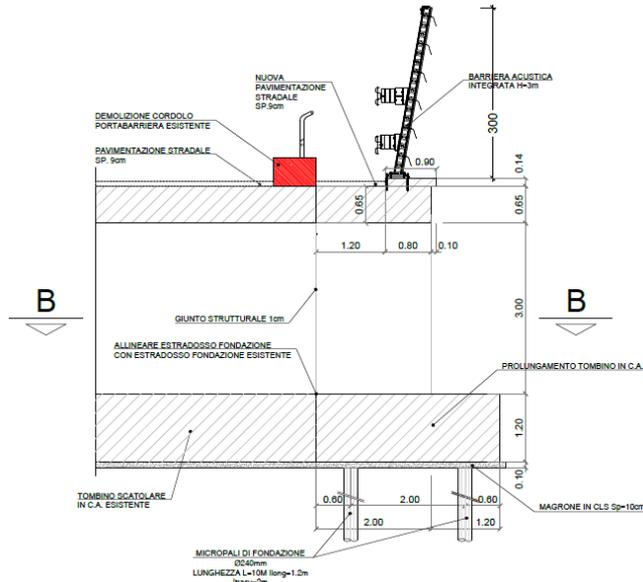


Figura 12: profilo

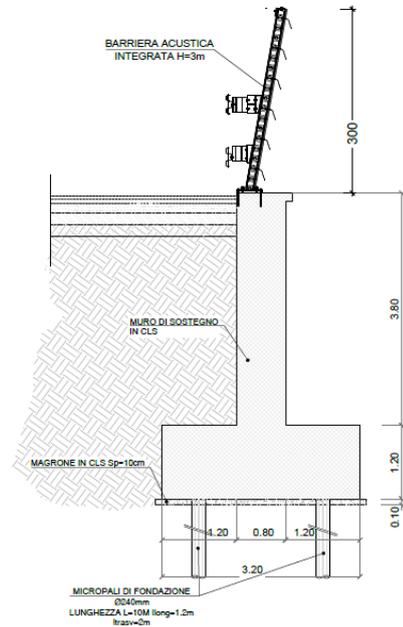


Figura 13: muri d'ala

5 OPERE DI SOSTEGNO

5.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'allargamento della carreggiata e la riqualifica delle barriere laterali e spartitraffico della S.S. 336 ha comportato il sorgere di nuovi muri di sostegno e la riqualifica di cordoli testa muro esistenti. L'inserimento di nuovi muri di sostegno si reso necessario in quanto, a progetto, è previsto l'alloggiamento di nuovi sicurvia e di barriere acustiche integrate e non. Nelle figure seguente sono individuate le tipologie di muri presenti a progetto:

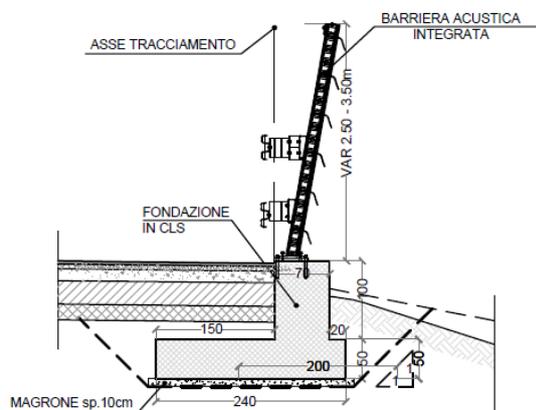


Figura 14: Opera tipo 1

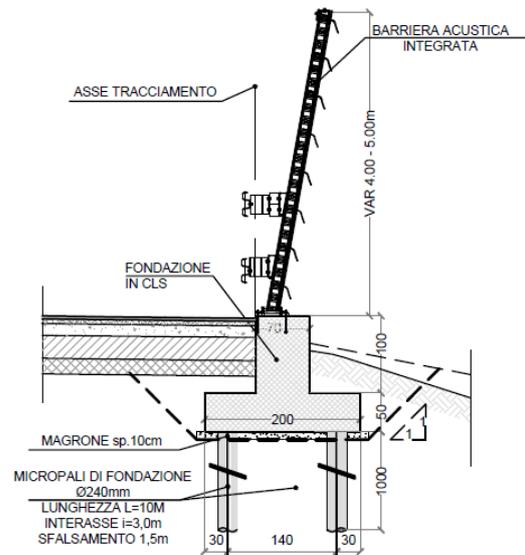


Figura 15: Opera tipo 2

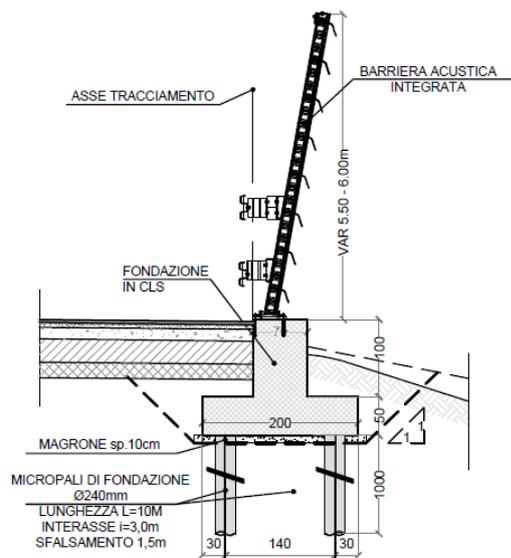


Figura 16: Opera tipo 3

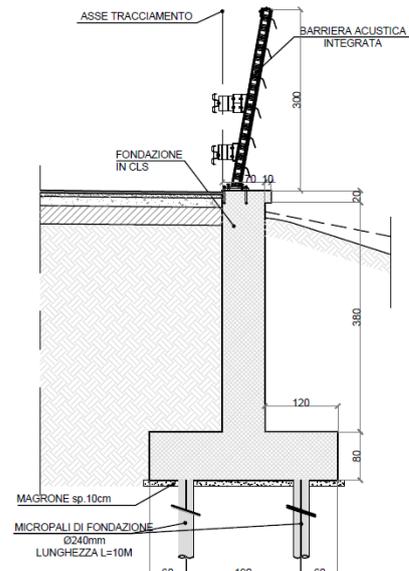


Figura 17: Opera tipo 4

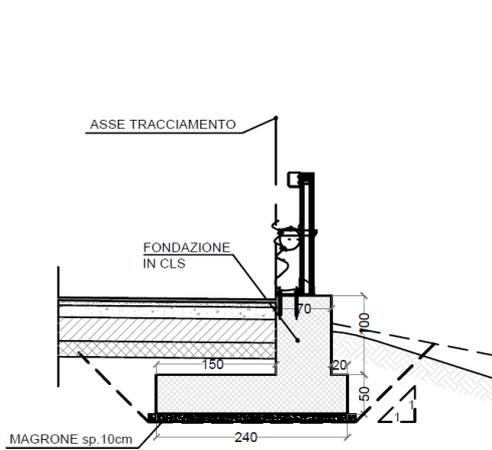


Figura 18: Opera tipo 5

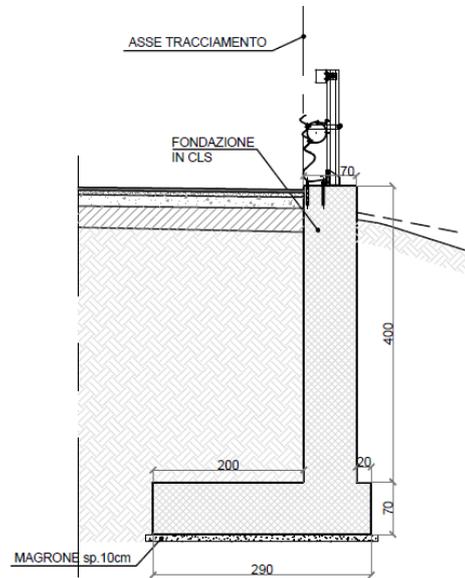


Figura 19: Opera tipo 6

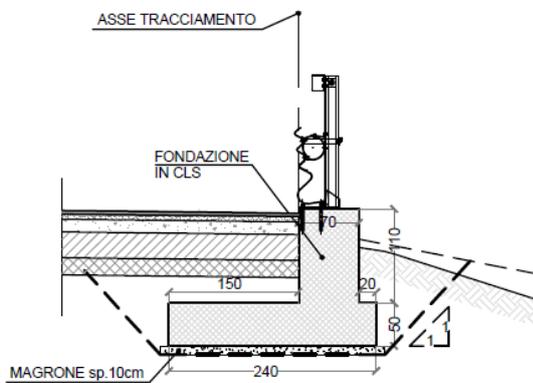


Figura 20: Opera tipo 7

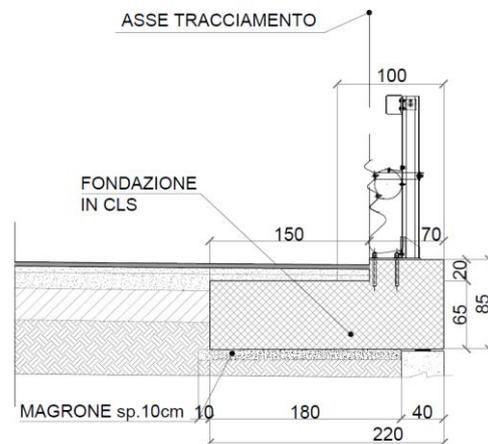


Figura 21: Opera tipo 8

La tipologia 8, a differenza delle altre, prevede l'installazione del nuovo cordolo sulla testa dei muri di sostegno dei rilevati di approccio alle opere di linea. Questa tipologia di cordolo sarà semplicemente appoggiata (mediante un appoggio in neoprene) alla struttura esistente e con una lunghezza di concio minima, prevista di 10m, risulta idonea a sopportare l'azione da urto prevista dalla normativa vigente. Tutti i muri previsti sono di tipo gettato in opera e prevedono fondazioni sia indirette che indirette a seconda dell'azione che sono chiamati a sopportare.

OPERA TIPO 1						
Identificativo	Ciglio	Progr. Iniziale	Progr. Finale	Lunghezza [m]	Barriera	Sottofondazioni
OS.03	DX	1+318	1+445.60	129	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.07	DX	3+243.20	3+343.99	100.12	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.10	DX	4+082.49	4+216.91	132.2	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.12	DX	4+287.48	4+568.21	281.02	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.13	DX	5+006.81	5+101.04	95.4	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.17	DX	5+579.75	5+752.91	173.45	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.18	DX	5+752.91	6+049.07	295.98	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.19	DX	6+049.07	6+281.82	231.03	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.21	DX	6+377.45	6+386.48	9.03	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.26	DX	7+527.50	7+607.44	79.98	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.32	SX	3+935.83	4+004.11	68.29	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.34	SX	5+001.05	5+073.36	71.71	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.35	SX	5+124.59	5+146.95	25.36	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.42	SX	5+711.43	5+920.85	210.05	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.44	SX	6+069.02	6+161.58	93.36	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.45	SX	6+161.58	6+408.64	247.77	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.49	SX	7+241.77	7+527.72	285.98	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.50	SX	7+527.72	7+630.06	102.35	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.51	SX	7+630.06	7+683.66	56.37	Integrata H=2.5-3.5m	-
OS.52	SX	7+677.57	7+732.14	54.47	Integrata H=2.5-3.5m	-

OPERA TIPO 2						
Identificativo	Ciglio	Progr. Iniziale	Progr. Finale	Lunghezza [m]	Barriera	Sottofondazioni
OS.14	DX	5+104.04	5+164.49	63.46	Integrata H=4-5m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m
OS.20	DX	6+281.82	6+377.45	95.66	Integrata H=4-5m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m
OS.24	DX	7+395.77	7+513.45	117.72	Integrata H=4-5m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m
OS.36	SX	5+146.95	5+195.04	48.21	Integrata H=4-5m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m
OS.48	SX	7+225.86	7+241.77	15.9	Integrata H=4-5m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m

OPERA TIPO 3						
Identificativo	Ciglio	Progr. Iniziale	Progr. Finale	Lunghezza [m]	Barriera	Sottofondazioni
OS.23	DX	7+230.77	7+395.77	165	Integrata H=4.5-6m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m
OS.47	SX	7+161.15	7+225.86	64.72	Integrata H=4.5-6m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m

OPERA TIPO 4						
Identificativo	Ciglio	Progr. Iniziale	Progr. Finale	Lunghezza [m]	Barriera	Sottofondazioni
OS.14	DX	5+164.49	5+164.49	68.76	Integrata H=3m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m
OS.16	DX	5+241.35	5+330.21	88.91	Integrata H=3m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m
OS.37	SX	5+195.04	5+252.89	47.86	Integrata H=3m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m
OS.38	SX	5+250.84	5+265.39	14.55	Integrata H=3m	Micropali Ø240 L=15m i=1.5m

OPERA TIPO 5						
Identificativo	Ciglio	Progr. Iniziale	Progr. Finale	Lunghezza [m]	Barriera	Sottofondazioni
OS.04	DX	1+445.60	1+515.68	48	Bordo ponte	-
OS.31	SX	2+654.78	2+813.66	158.89	Bordo ponte	-
OS.41	SX	5+413.68	5+493.45	55.02	Bordo ponte	-

OPERA TIPO 6						
Identificativo	Ciglio	Progr. Iniziale	Progr. Finale	Lunghezza [m]	Barriera	Sottofondazioni
OS.39	SX	5+265.39	5+352.96	87.51	Bordo ponte	-

OPERA TIPO 7						
Identificativo	Ciglio	Progr. Iniziale	Progr. Finale	Lunghezza [m]	Barriera	Sottofondazioni
OS.05	DX	2+053.73	2+078.25	24.5	Bordo ponte	-
OS.06	DX	3+143.46	3+243.20	99.74	Bordo ponte	-
OS.08	DX	3+343.99	3+405.94	62.65	Bordo ponte	-
OS.09	DX	3+993.74	4+082.49	88.2	Bordo ponte	-
OS.11	DX	4+216.91	4+287.48	69.5	Bordo ponte	-
OS.22	DX	7+156.22	7+201.05	44.83	Bordo ponte	-
OS.25	DX	7+513.45	7+527.50	14.06	Bordo ponte	-
OS.27	DX	9+017.26	9+0.30.14	12.93	Bordo ponte	-
OS.33	SX	4+552.25	4+619.46	67.1	Bordo ponte	-
OS.40	SX	5+352.96	5+413.68	60.68	Bordo ponte	-
OS.43	SX	5+920.85	6+069.02	149.49	Bordo ponte	-
OS.53	SX	9+027.43	9+046.02	18.49	Bordo ponte	-

OPERA TIPO 8						
Identificativo	Ciglio	Progr. Iniziale	Progr. Finale	Lunghezza [m]	Barriera	Sottofondazioni
OS.28	SX	0+681.37	0+698.42	17.34	Bordo ponte	-
OS.29	SX	0+784.24	0+877.64	93.44	Bordo ponte	-
OS.28A	DX	0+603.53	0+695.07	91.55	Bordo ponte	-
OS.29A	DX	0+780.53	0+922.54	142	Bordo ponte	-

5.2 MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario esposte all'azione dell'ambiente si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento a quanto contenuto nelle seguenti indicazioni normative: UNI 11104:2004, UNI EN 206-1:2006.

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

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

Il copriferro minimo c_{min} sarà definito in funzione delle condizioni ambientali e della classe di resistenza del calcestruzzo della vita nominale dell'opera, secondo quanto specificato al § C4.1.6.1.3 della Circolare 21 gennaio 2019. Per le strutture gettate in opera, la tolleranza di posizionamento delle armature, h , può essere assunta pari a 10 mm (valore raccomandato al §4.4.1.3 dell' EC2).

La vita nominale per tutte le opere in progetto risulta essere pari a 100 anni, per questa ragione il copriferro minimo, aumentato di 10mm, può essere desunto dalla tabella C4.1.IV della circolare alle NTC2018 riportata di seguito:

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

c_{min}	C_o	ambiente	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	
			$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
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

Vista la tipologia di opere previste nel presente progetto l'attribuzione del copriferro è scelto per gli elementi di tipo a pistra.

Per l'elevazione delle opere d'arte in funzione di una classe di esposizione XF2-XF4 (ambiente molto aggressivo) si ha copriferro minimo di $c_{min}=40mm$ e una tolleranza di posa $h=10mm$ (valore raccomandato dall'EC2). Il copriferro nominale risulta quindi $c_{nom} = 50mm$.

Per la ciabatta di fondazione delle opere d'arte in funzione di una classe di esposizione XC2 (ambiente ordinario) si ha copriferro minimo di $c_{min}=20mm$ e una tolleranza di posa $h=10mm$ (valore raccomandato dall'EC2). Il copriferro nominale risulterebbe quindi $c_{nom} = 30mm$ ma si opta, cautelativamente, per un $c_{nom} = 40mm$.

Calcestruzzo per paramenti verticali delle opere di fondazione :

Cls R_{ck} 450 daN/cm²

Caratteristiche di resistenza

Resistenza cilindrica
Resistenza di calcolo a compressione
Modulo di elasticità

$f_{ck} = 373 \text{ daN/cm}^2$
 $f_{cd} = 211.7 \text{ daN/cm}^2$
 $E = 346254 \text{ daN/cm}^2$

Caratteristiche fisiche

Dimensione massima nominale inerti
Classe di esposizione ambientale
Classe di consistenza
Massimo rapporto acqua/cemento
Copriferro nominale

16 mm
XF2-XF4
S4
0.45
5.0 cm

Calcestruzzo per le ciabatte delle opere di fondazione

Cls R_{ck} 300 daN/cm²

Caratteristiche di resistenza

Resistenza cilindrica
Resistenza di calcolo a compressione
Modulo di elasticità

$f_{ck} = 249.0 \text{ daN/cm}^2$
 $f_{cd} = 141.10 \text{ daN/cm}^2$
 $E = 314471 \text{ daN/cm}^2$

Caratteristiche fisiche

Dimensione massima nominale inerti
Classe di esposizione ambientale
Classe di consistenza
Massimo rapporto acqua/cemento
Copriferro nominale

16 mm
XC2
S4
0.55
4.0 cm

5.3 CRITERI DI PREDIMENSIONAMENTO

Le opere viste in precedenza sono state dimensionate secondo criteri di massima che verranno sviluppati nel presente paragrafo. Per tutti i muri sono stati assunti i seguenti parametri comuni nel programma di calcolo MAX15:

Peso proprio

Il peso proprio della struttura in c.a. è computato automaticamente dal programma di calcolo.

Carico accidentali (autoveicoli)

La presenza di traffico veicolare di intensità pari a 20 kN/mq e applicato fuori dall'impronta della fondazione così da massimizzare il suo effetto instabilizzante.

Carico accidentali (vento)

Tale carico per le verifiche geotecniche viene trascurato in quanto l'azione da urto risulta più gravosa.

Carico eccezionale (urto)

Si assume l'opera ragionevolmente rigida e viene assunto, al fine del dimensionamento, che possa avvenire 1 urto ogni 10 m di muro.

Caratterizzazione Geotecnica

In questa fase si utilizzano le seguenti caratteristiche medie:

Peso terreno/unità di volume	γ_k	=	19	kN/m ³
Angolo di attrito interno terreno	ϕ_k	=	35	°
Coesione	c_k	=	0	kN/m ²

Principi di calcolo delle spinte e verifiche

Determinazione della spinta sul muro (Metodo di Culmann):

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma:

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))^*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))^*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento:

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e

del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Verifica a scorrimento:

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite:

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$.

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

Verifica alla stabilità globale:

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum^n_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum^n_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Si riportano di seguito le tabelle riepilogative per le verifiche di ogni opera:

Opera tipo 1

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.299		18.999			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.579		8.698			
3 - STR (A1-M1-R3)		2.932		17.291			
4 - STR (A1-M1-R3)		2.539		16.609			
5 - STR (A1-M1-R3)		2.692		16.182			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.037		9.186			
7 - STR (A1-M1-R3)		1.753		9.324			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.863		8.792			
9 - GEO (A2-M2-R2)					2.200		
10 - GEO (A2-M2-R2)					3.508		
11 - EQU (A1-M1-R3)			10.830				
12 - EQU (A1-M1-R3)			2.418				

Opera tipo 2

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		4.692					
2 - STR (A1-M1-R3)		3.608					
3 - STR (A1-M1-R3)		4.666					
4 - STR (A1-M1-R3)		4.653					
5 - STR (A1-M1-R3)		4.706					
6 - STR (A1-M1-R3)		3.593					
7 - STR (A1-M1-R3)		3.586					
8 - STR (A1-M1-R3)		3.615					
9 - GEO (A2-M2-R2)					12.110		
10 - GEO (A2-M2-R2)					22.351		
11 - EQU (A1-M1-R3)			196.845				
12 - EQU (A1-M1-R3)			47.966				

Verifiche portanza trasversale (scorrimento)

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
FSo	Fattore di sicurezza (Td/T)

Ic	Ip	T	Td	FSo
		[kN]	[kN]	
7 - STR (A1-M1-R3)	1	-19.31	69.23	3.586
	2	-19.31	69.23	3.586

Verifiche portanza verticale

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FSv	Fattore di sicurezza (Pd/N)

Ic	Ip	N	Pd	FSv
		[kN]	[kN]	
3 - STR (A1-M1-R3)	1	57.36	1368.05	23.849
	2	84.86	1368.05	16.121
6 - STR (A1-M1-R3)	1	8.24	1368.05	166.084
	2	135.97	1368.05	10.061
7 - STR (A1-M1-R3)	1	-2.23	1269.71	570.292
	2	123.52	1368.05	11.075

Opera tipo 3

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		4.692					
2 - STR (A1-M1-R3)		3.608					
3 - STR (A1-M1-R3)		4.666					
4 - STR (A1-M1-R3)		4.653					
5 - STR (A1-M1-R3)		4.706					
6 - STR (A1-M1-R3)		3.593					
7 - STR (A1-M1-R3)		3.586					
8 - STR (A1-M1-R3)		3.615					
9 - GEO (A2-M2-R2)					12.110		
10 - GEO (A2-M2-R2)					22.351		
11 - EQU (A1-M1-R3)			196.845				
12 - EQU (A1-M1-R3)			47.966				

Verifiche portanza trasversale (scorrimento)

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
FSo	Fattore di sicurezza (Td/T)

Ic	Ip	T	Td	FSo
		[kN]	[kN]	
7 - STR (A1-M1-R3)	1	-19.31	69.23	3.586
	2	-19.31	69.23	3.586

Verifiche portanza verticale

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FSv	Fattore di sicurezza (Pd/N)

Ic	Ip	N [kN]	Pd [kN]	FSv
3 - STR (A1-M1-R3)	1	57.36	1368.05	23.849
	2	84.86	1368.05	16.121
6 - STR (A1-M1-R3)	1	8.24	1368.05	166.084
	2	135.97	1368.05	10.061
7 - STR (A1-M1-R3)	1	-2.23	1269.71	570.292
	2	123.52	1368.05	11.075

Opera tipo 4

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.775					
2 - STR (A1-M1-R3)		3.359					
3 - STR (A1-M1-R3)		2.769					
4 - STR (A1-M1-R3)		2.768					
5 - STR (A1-M1-R3)		2.775					
6 - STR (A1-M1-R3)		3.350					
7 - STR (A1-M1-R3)		3.349					
8 - STR (A1-M1-R3)		3.361					
9 - GEO (A2-M2-R2)					12.383		
10 - GEO (A2-M2-R2)					14.098		
11 - EQU (A1-M1-R3)			20.019				
12 - EQU (A1-M1-R3)			17.994				

Verifiche portanza trasversale (scorrimento)

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
FS _o	Fattore di sicurezza (Td/T)

Ic	Ip	T [kN]	Td [kN]	FS _o
4 - STR (A1-M1-R3)	1	-84.50	108.97	1.290
	2	-84.50	108.97	1.290

Verifiche portanza verticale

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FSv	Fattore di sicurezza (Pd/N)

Ic	Ip	N	Pd	FSv
		[kN]	[kN]	
3 - STR (A1-M1-R3)	1	173.92	1366.25	7.856
	2	445.17	1366.25	3.069
4 - STR (A1-M1-R3)	1	141.48	1366.25	9.657
	2	406.42	1366.25	3.362
6 - STR (A1-M1-R3)	1	151.23	1366.25	9.034
	2	447.31	1366.25	3.054

Opera tipo 5

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{SUPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.299		18.999			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.579		8.698			
3 - STR (A1-M1-R3)		2.932		17.291			
4 - STR (A1-M1-R3)		2.539		16.609			
5 - STR (A1-M1-R3)		2.692		16.182			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.037		9.186			
7 - STR (A1-M1-R3)		1.753		9.324			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.863		8.792			
9 - GEO (A2-M2-R2)					2.200		
10 - GEO (A2-M2-R2)					3.508		
11 - EQU (A1-M1-R3)			10.830				
12 - EQU (A1-M1-R3)			2.418				

Opera tipo 6

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{SUPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.486		10.551			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.679		10.710			
3 - STR (A1-M1-R3)		1.876		10.148			
4 - STR (A1-M1-R3)		1.705		10.845			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.657		9.968			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.138		10.278			
7 - STR (A1-M1-R3)		1.937		10.968			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.880		10.127			
9 - GEO (A2-M2-R2)					3.065		
10 - GEO (A2-M2-R2)					4.310		
11 - EQU (A1-M1-R3)			3.137				
12 - EQU (A1-M1-R3)			2.620				

Opera tipo 7

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.232		18.453			
2 - STR (A1-M1-R3)	H	3.816		25.854			
3 - STR (A1-M1-R3)		2.845		17.013			
4 - STR (A1-M1-R3)		2.473		16.772			
5 - STR (A1-M1-R3)		2.604		15.988			
6 - GEO (A2-M2-R2)					2.247		
7 - GEO (A2-M2-R2)	H				3.688		
8 - EQU (A1-M1-R3)			9.944				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H		15.662				

Opera tipo 8

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.849		26.296			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.143		5.207			
3 - STR (A1-M1-R3)		3.648		22.930			
4 - STR (A1-M1-R3)		2.952		24.418			
5 - STR (A1-M1-R3)		3.545		22.243			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.479		6.695			
7 - STR (A1-M1-R3)		1.186		5.523			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.436		6.491			
9 - GEO (A2-M2-R2)					2.362		
10 - GEO (A2-M2-R2)					4.181		
11 - EQU (A1-M1-R3)			19.876				
12 - EQU (A1-M1-R3)			1.763				

6 OPERE MINORI

6.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel corso della progettazione di riqualifica un tema primario è stato quello della risoluzione di quei punti, in corrispondenza delle opere d'arte, che ad oggi non risultano essere adeguatamente protetti dai dispositivi di ritenuta stradali. Nel prosieguo si illustreranno le metodologie risolutive previste. Un altro tema affrontato è stato quello del riposizionamento dei segnali stradali esistenti e dell'individuazione di segnali ex novo che è stato risolto prevedendo nuove opere quali portali a bandiera, farfalla, monopali e PMV.

6.2 PUNTI SINGOLARI

Il primo punto singolare oggetto è quello relativo alla protezione della pila di tipologia a "Setto". Per questo tipo di opera è stato previsto un elemento in calcestruzzo, fondato su fondazioni indirette, che partendo dal New Jersey spartitraffico di nuova realizzazione si riprofila, da 1.20m fino ad una altezza di 3.40m dal piano viario, fino a raccordarsi con la pila. In questo modo, anche ai mezzi pesanti, è impedito lo svio contro l'opera con angoli di incidenza che possono arrecare danni all'opera.

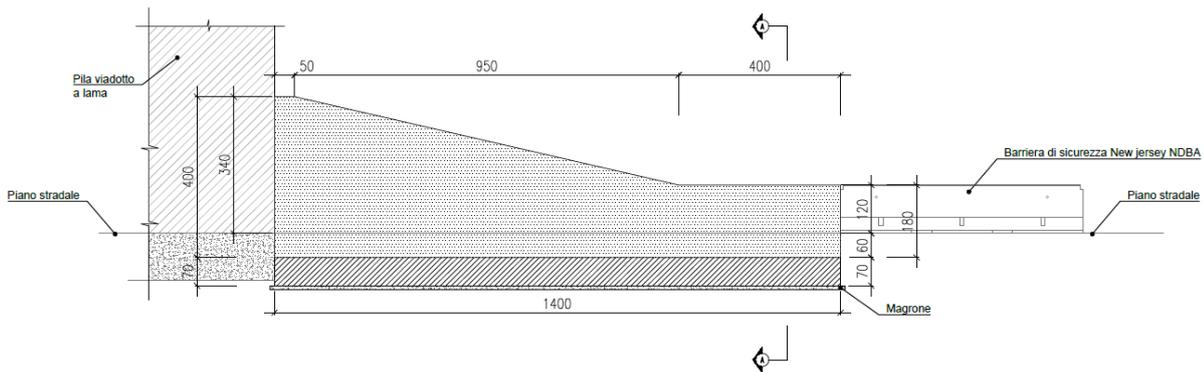


Figura 22: opera a protezione della pila a "setto"

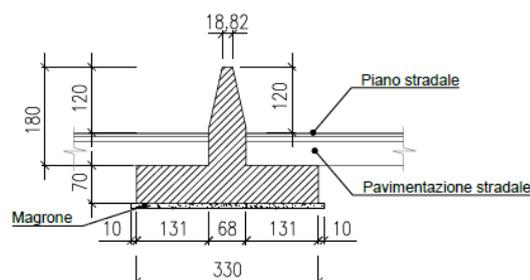


Figura 23: opera a protezione della pila a "setto" – sezione trasversale

A protezione delle opere di scavalco con le pile composte da pilastri la filosofia di protezione dell'opera prevedere la realizzazione di muri di sostegno, con fondazioni indirette, in adiacenza alla pila in grado di assorbire le sollecitazioni legate all'urto dei veicoli in svio. L'opera assolve la medesima funzione di quella precedentemente descritta nei confronti dei veicoli pesanti. Di seguito la soluzione proposta.

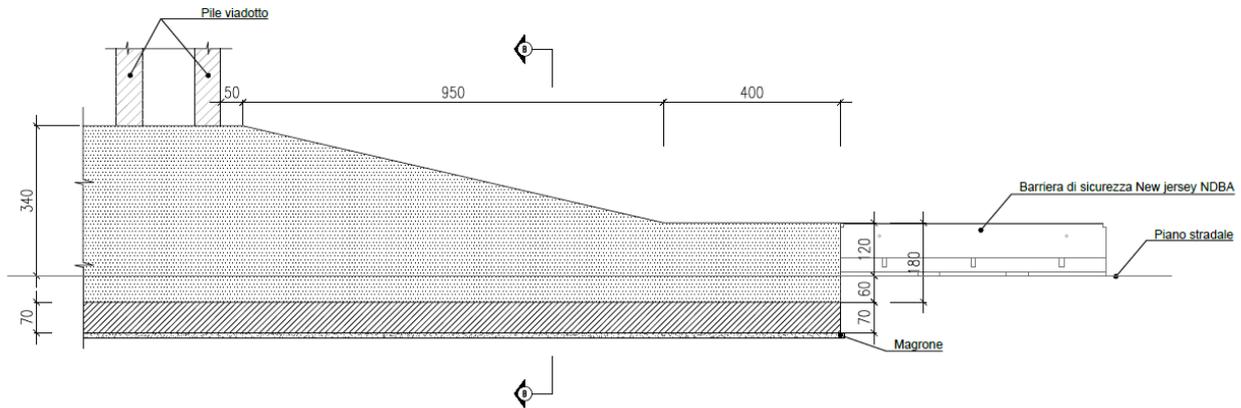


Figura 24: opera a protezione della pila a "pilastri"

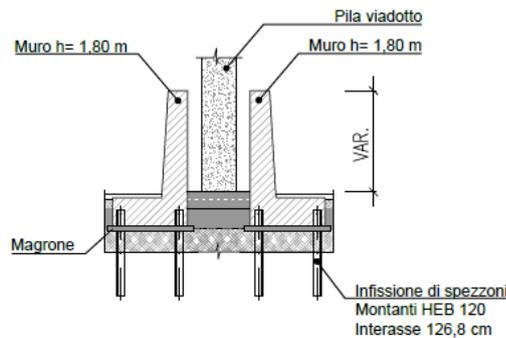


Figura 25: opera a protezione della pila a "pilastri" – sezione trasversale

A protezione degli imbocchi della galleria invece si propone una nuova opera in grado di raccordare, in destra, l'ingresso con il new jersey di nuova realizzazione. Il raccordo così creato permette di non avere più discontinuità fra gli elementi mantenendo costante la capacità di reindirizzamento dei dispositivi di ritenuta.

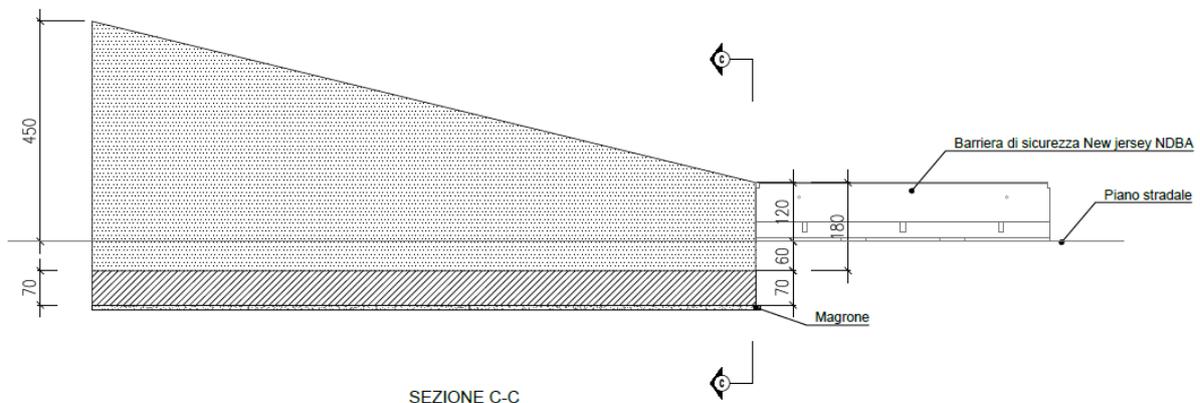


Figura 26: opera a protezione dell'imbocco della galleria

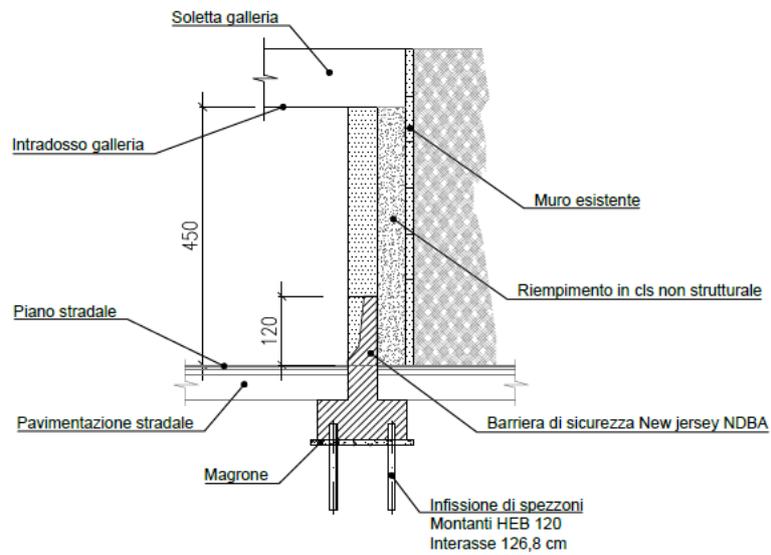


Figura 27: opera a protezione dell'imbocco della galleria – sezione trasversale

6.3 SEGNALETICA

Si presentano di seguito le tipologie di opere individuate ad integrazione della segnaletica presente. Saranno previsti nuovi portali a bandiera, a farfalla, PMV e monopali. Per i portali a bandiera e farfalla si è optato per un sistema fondazionale di tipo indiretto, su micropali, per esigenze legate prevalentemente agli ingombri, mentre per il PMV e per il monopalo la scelta è ricaduta su fondazioni dirette. La carpenteria metallica sarà di classe S355J0, la bulloneria di classe 10.9 mentre la qualità del calcestruzzo per le opere di fondazione non dovrà essere inferiore a C25/30 e dipendente dall'esposizione prevista.

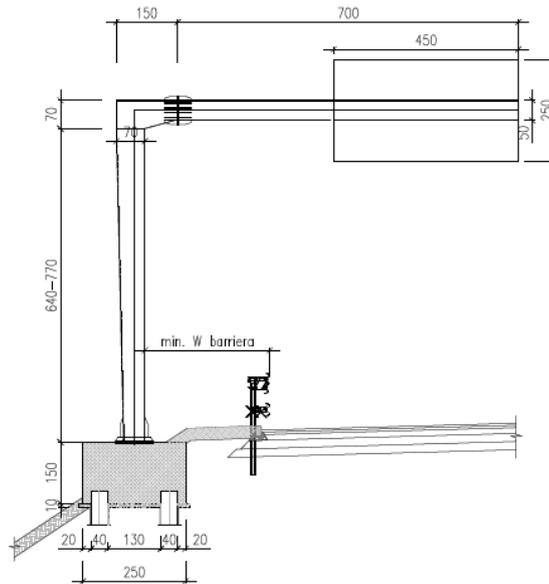


Figura 28: Portale a bandiera

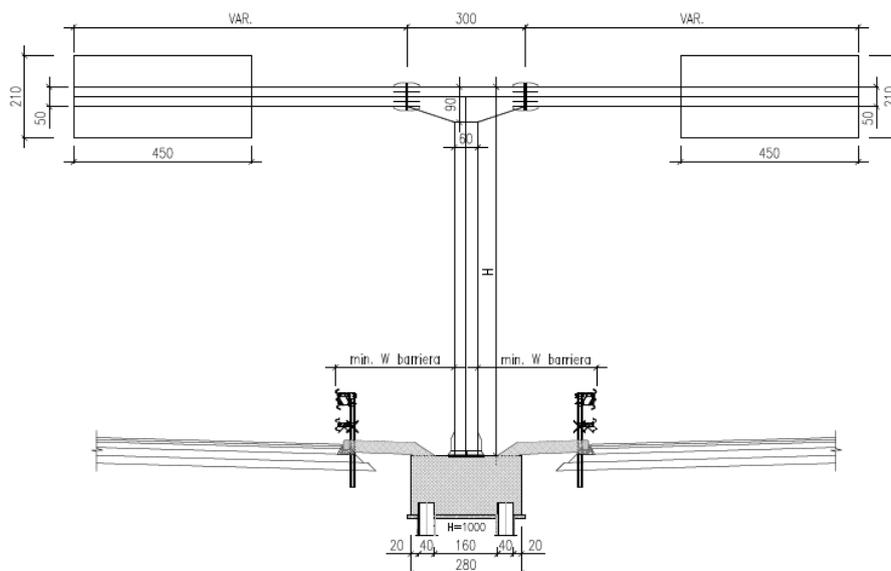


Figura 29: Portale a farfalla

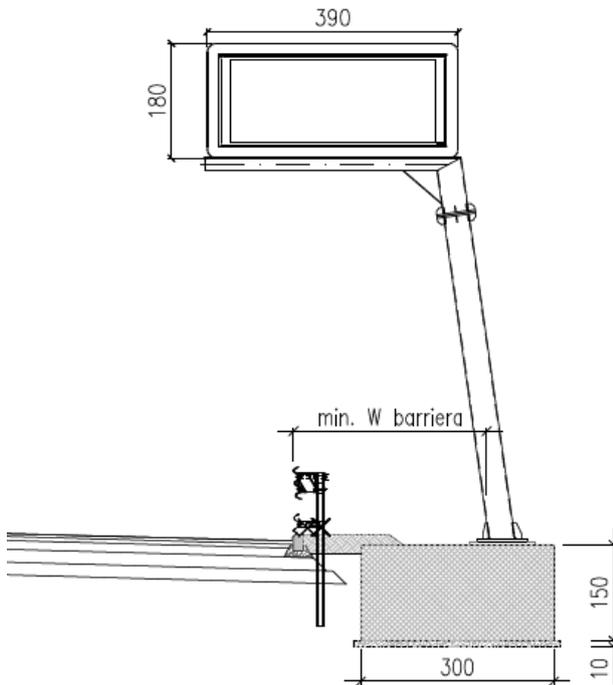


Figura 30: Portale a messaggio variabile

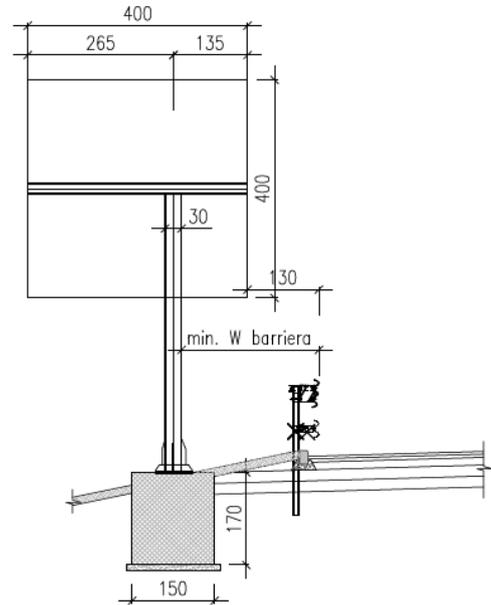


Figura 31: Monopalo della segnaletica

Di seguito sono presentate le tabelle riepilogative del posizionamento delle opere di segnaletica appena viste.

MONOPALO			
Identificativo	Ciglio	Progr.	Fondazione
MP01	DX	0+120.30	Diretta 4x1.5x1.70m
MP02	SX	8+394.20	Diretta 4x1.5x1.70m

PORTALE A FARFALLA			
Identificativo	Ciglio	Progr.	Fondazione
PF01	SX	0+226.70	Indiretta 2.8x2.85x1.50m su micropali

PORTALE A MESSAGGIO VARIABILE			
Identificativo	Ciglio	Progr.	Fondazione
PMV1	SX	1+636.30	Diretta 3x2.20x1.50m

PORTALE A BANDIERA			
Identificativo	Ciglio	Progr.	Fondazione
PB01	DX	2+156.50	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB02	DX	2+353.90	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB03	DX	4+265.10	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB04	DX	4+479.00	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB05	DX	5+282.00	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB06	DX	5+464.65	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB07	DX	7+217.50	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB08	DX	7+453.00	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB09	DX	7+638.10	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB10	DX	8+387.70	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB11	DX	8+950.00	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB12	SX	1+480.50	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB13	SX	1+779.65	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB14	SX	3+064.65	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB15	SX	3+351.40	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB16	SX	3+675.65	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB17	SX	5+267.70	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB18	SX	5+685.50	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB19	SX	5+823.80	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB20	SX	6+067.00	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB21	SX	7+791.20	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB22	SX	7+991.20	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB23	SX	8+258.60	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali
PB24	SX	9+408.60	Indiretta 2.5x2.5x1.50m su micropali

Per la carpenteria metallica va previsto anche la zincatura a caldo in bagno di zinco fuso, con spessore medio del rivestimento 120 micron secondo uni en iso 14713 – prospetto 2 – e categoria di corrosività C5, di tutte le parti metalliche delle barriere (compresi tirafondi, piastre e contro-piastra).

Su seguente classe di esecuzione la quale avviene attraverso la definizione della classe di conseguenze, nel nostro caso è stata individuata la classe CC2 (prospetto B.1 – UNI EN 1900:2006):

Prospetto B.1 – Definizione della classe di conseguenze		
Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (per esempio, una sala concerti)
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (per esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze basse per perdita di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (per esempio, i magazzini), serre

Tabella tratta da Prospetto B.1 – UNI EN 1900:2006

Individuata la classe di Conseguenza CC2 si determina la Classe di Esecuzione dalla Tabella C.1 della UNI EN 1993-1-1:2014 (Annex C – Selection of execution class):

Table C.1 - Choice of execution class (EXC)		
Reliability Class (RC) or Consequences Class (CC)	Type of loading	
	Static, quasi-static or seismic DCL ^a	Fatigue ^b or seismic DCM or DCH ^a
RC3 or CC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c
RC2 or CC2	EXC2	EXC3
RC1 or CC1	EXC1	EXC2

^a Seismic ductility classes are defined in EN 1998-1: Low=DCL; Medium=DCM; High=DCH.
^b See EN 1993-1-9.
^c EXC4 may be specify for structures with extreme consequences of structural failure.

Tabella tratta da Table C.1 – UNI EN 1993-1-1:2005/A1:2014

Risulta una Classe di Esecuzione EXC2.

6.3.1 Materiali

La vita nominale per tutte le opere in progetto risulta essere pari a 100 anni, per questa ragione il copriferro minimo, aumentato di 10mm, può essere desunto dalla tabella C4.1.IV della circolare alle NTC2018 riportata di seguito:

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

C _{min}	C _o	ambiente	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 _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min<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

Vista la tipologia di opere previste nel presente progetto l'attribuzione del copriferro è scelto per gli elementi di tipo a piastra.

Per la ciabatta di fondazione delle opere d'arte in funzione di una classe di esposizione XC2 (ambiente ordinario) si ha copriferro minimo di c_{min}=20mm e una tolleranza di posa h=10mm (valore raccomandato dall' EC2). Il copriferro nominale risulterebbe quindi c_{nom} =30mm ma si opta, cautelativamente, per un c_{nom} =40mm.

Calcestruzzo per le ciabatte delle opere di fondazione

CIs R_{ck} 300 daN/cm²

Caratteristiche di resistenza

Resistenza cilindrica

$$f_{ck} = 249.0 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = 141.10 \text{ daN/cm}^2$$

Modulo di elasticità

$$E = 314471 \text{ daN/cm}^2$$

Caratteristiche fisiche

Dimensione massima nominale inerti

16 mm

Classe di esposizione ambientale

XC2

Classe di consistenza

S4

Massimo rapporto acqua/cemento

0.55

Copriferro nominale

4.0 cm

Acciaio per carpenteria metallica

Si adottano elementi conformi alla EN10025 ed alle Istruzioni FS 44 M.

Si prevede utilizzo di acciaio **S 355 J0** in particolare:

S355J0 per i montanti principali, piastre, elementi saldati e tirafondi

I valori nominali delle tensioni caratteristiche sono

$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di rottura ; $t \leq 40 \text{ mm}$)

$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento ; $t \leq 40 \text{ mm}$)

I valori nominali delle proprietà del materiale sono (DM 17/01/18):

Modulo di elasticità longitudinale: $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.3$

Modulo di elasticità tangenziale: $G = 80800 \text{ N/mm}^2$

Densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$