

DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA COMUNALE



COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA

PROVINCIA DI BOLOGNA

APPROVAZIONE PROGETTO DEFINITIVO DEI LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE BAILEY SUL TORRENTE SAMOGGIA.

Nr. Progr. **102**
Data **27/06/2013**
Seduta NR. **27**
Titolo **6**
Classe **5**
Sottoclasse **0**

L'anno *DUEMILATREDICI* questo giorno *VENTISETTE* del mese di *GIUGNO* alle ore 19:00 convocata con le prescritte modalità, nella Sede Municipale si è riunita la Giunta Comunale.

Fatto l'appello nominale risultano:

<i>Cognome e Nome</i>	<i>Carica</i>	<i>Presente</i>
ROPA LORIS	SINDACO	S
LAZZARI MASSIMILIANO	VICE SINDACO	N
CASTELLUCCI CARLO	ASSESSORE	S
COCCHI MIRNA	ASSESSORE	S
MANFREDINI SILVIA	ASSESSORE	S
MONARI CARLO	ASSESSORE	N
<i>Totale Presenti: 4</i>		<i>Totali Assenti: 2</i>

Assenti giustificati i signori:

LAZZARI MASSIMILIANO, MONARI CARLO

Partecipa il SEGRETARIO GENERALE del Comune, CICCIA ANNA ROSA.

Il Sig. ROPA LORIS in qualità di SINDACO assume la presidenza e, constatata la legalità della adunanza, dichiara aperta la seduta invitando la Giunta a deliberare sull'oggetto sopra indicato.

OGGETTO:

APPROVAZIONE PROGETTO DEFINITIVO DEI LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE BAILEY SUL TORRENTE SAMOGGIA.

LA GIUNTA COMUNALE

Visti:

- la deliberazione di Consiglio Comunale n. 19 del 28.02.2013, esecutiva, con la quale è stata approvata la convenzione con il Comune di San Giovanni in Persiceto per l'esecuzione di interventi di manutenzione straordinaria del Ponte Bailey sul Torrente Samoggia e si individuava il Comune di Anzola dell'Emilia quale Comune capofila per l'esecuzione dell'opera;
- la determinazione n. 220 del 14.06.2013, con la quale è stato conferito all'Ing. Giovanni Picone Chiodo di Bologna l'incarico per la progettazione e direzione lavori per gli interventi di manutenzione straordinaria del Ponte Bailey sul Torrente Samoggia;

Visto, inoltre, il Progetto Definitivo redatto dall'Ing. Giovanni Picone Chiodo, pervenuto in data 25.06.2013 al Prot. n. 12659, relativo agli interventi di cui sopra, per una spesa complessiva di € 199.906,29 risultante dal quadro economico riportato in parte dispositiva;

Considerato che gli elaborati tecnici prodotti sono conformi a quanto richiesto dall'art. 24 del DPR 5 ottobre 2010 n. 207, rispondono alle finalità da conseguire e sono pertanto meritevoli di approvazione;

Dato atto che il Responsabile del Procedimento, Dr. Davide Fornalè, ha proceduto alla validazione del progetto definitivo, ai sensi del D.Lgs. n. 163/2006 e successive modificazioni e integrazioni;

Dato atto altresì che il relativo finanziamento verrà assicurato mediante utilizzo di risorse disponibili sul Cap. 281116 art. 703 anno 2013;

Dato atto che, in applicazione dell'art. 49 del Decreto Legislativo 18.08.2000 n. 267 e successive modificazioni e integrazioni, è stato acquisito:

- a) il parere favorevole espresso dal Direttore dell'Area Tecnica in ordine alla regolarità tecnica;
- b) il parere favorevole espresso dal Direttore dell'Area Economico/Finanziaria e Controllo in ordine alla regolarità contabile;

Con voti unanimi resi nei modi di legge

DELIBERA

Per tutto quanto in premessa descritto:

- 1) Di approvare il Progetto Definitivo dei lavori di realizzazione di interventi di manutenzione straordinaria del Ponte Bailey sul Torrente Samoggia, redatto dal Progettista Ing. Giovanni Picone Chiodo, Tecnico incaricato, pervenuto in data 25.06.2013 al Prot. n. 12659, e depositato agli atti presso l'Ufficio Tecnico, per una spesa complessiva di € 199.906,29 risultante dal seguente quadro economico:

- Importo totale lavori a base d'asta	€	138.741,56
- Importo oneri per la sicurezza (non soggetti a ribasso)	€	4.162,25
- Importo complessivo dei lavori	€	142.903,81
- IVA 21%	€	30.009,80
- Importo lavori comprensivo di IVA	€	172.913,61
- Spese di progettazione, direzione lavori, coordinamento lavori progettazione/esecuzione	€	19.950,00
- Collaudo	€	1.500,00
- Sommano	€	21.450,00
- Contributo integrativo Inarcassa 4%	€	858,00
- Sommano	€	22.308,00
- IVA 21%	€	4.684,68
- Totale spese tecniche comprensivo oneri	€	26.992,68
TOTALE	€	199.906,29
		=====

2) Di dare atto che il Progetto Definitivo, pervenuto in data 25.06.2013 al Prot. n. 12659, depositato agli atti presso l'Ufficio Tecnico, è composto dai seguenti elaborati:

- Tavola Stato di Fatto e Tavola Interventi
- Tavola Progetto
- Relazione Descrittiva
- Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale
- Studio geologico geotecnico sismico
- Disciplinare descrittivo prestazionale degli elementi tecnici
- Valutazione della sicurezza
- Documentazione fotografica
- Computo metrico estimativo

e che il medesimo risponde alle finalità da conseguire ed è stato redatto nel rispetto di tutte le norme tecniche e legislative vigenti in materia;

- 3) Di inviare il progetto definitivo approvato alla Regione Emilia Romagna – Servizio Tecnico di Bacino, per l'ottenimento del prescritto parere di competenza;
- 4) Di dare atto altresì che con successivi provvedimenti si procederà all'approvazione del progetto esecutivo, alla individuazione della modalità di scelta del contraente e all'assunzione del relativo impegno di spesa in base all'esito della stessa, sulla base del disposto dell'art. 192 del D.Lgs. 18.08.2000, n. 267;
- 5) Di dare atto che l'opera è finanziata con risorse proprie disponibili sul Cap. 281116 art. 703 anno 2013;

Con separata ed unanime votazione si dichiara immediatamente eseguibile la presente deliberazione, ai sensi dell'art. 134 – 4° comma – del Decreto Legislativo 18.08.2000 n. 267.

COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA - COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO
 PROVINCIA DI BOLOGNA



INTERVENTI DI MANUTENZIONE
 STRAORDINARIA DEL PONTE
 BAILEY SU TORRENTE SAMOGGIA

Stazione appaltante: Comune di Anzola dell'Emilia
 Bologna

Oggetto: -PIANTE
 -PROSPETTI
 -SEZIONI

Progettista: Ing. Giovanni PICONE CHIODO
 via M. E. Lepido, 367
 40132 Bologna
 Tel./fax. 051.40.26.52

Elaborato: 1.A

RILEVIO
 STATO DI FATTO

Data
 Giugno 2013

COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA - COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO
 PROVINCIA DI BOLOGNA



INTERVENTI DI MANUTENZIONE
 STRAORDINARIA DEL PONTE
 BAILEY SU TORRENTE SAMOGGIA

Stazione appaltante: Comune di Anzola dell'Emilia
 Bologna

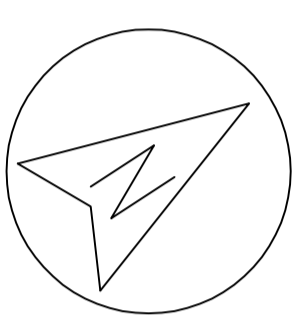
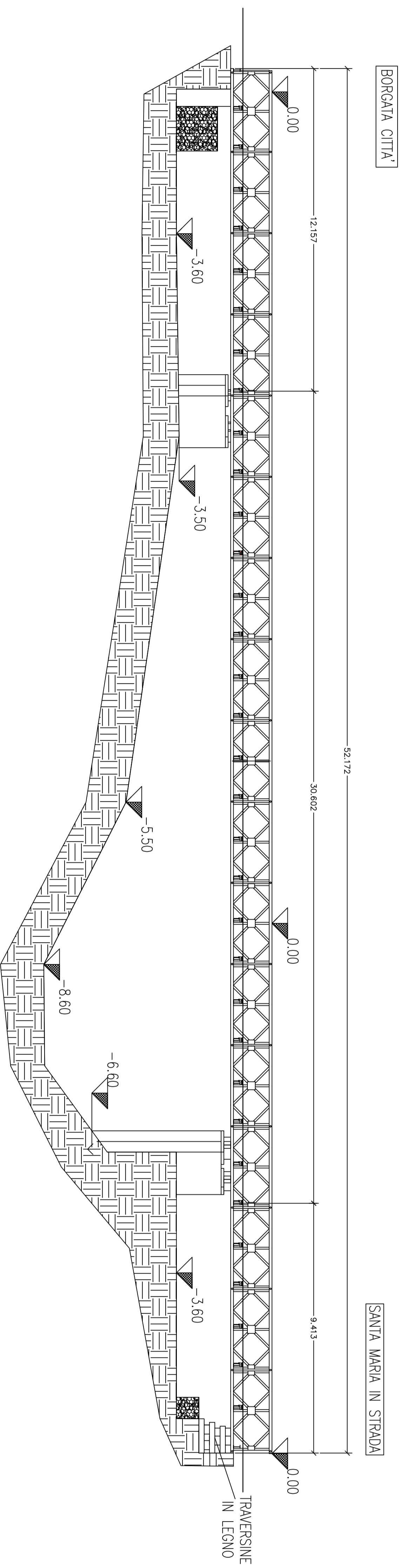
Oggetto: -PIANTE
 -PROSPETTI
 -SEZIONI

Progettista: Ing. Giovanni PICONE CHIODO
 via M. E. Lepido, 367
 40132 Bologna
 Tel./fax. 051.40.26.52

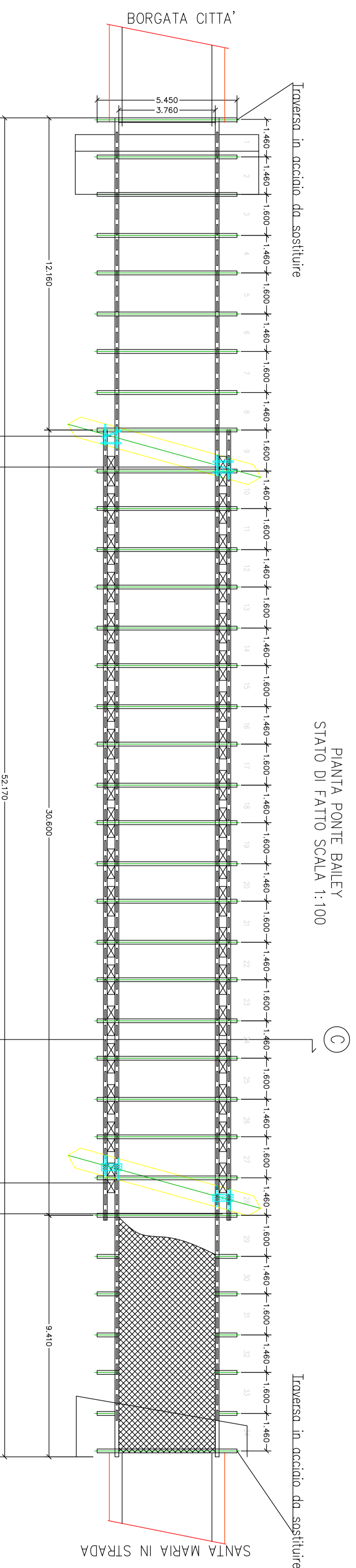
Elaborato: 1.C

INTERVENTI

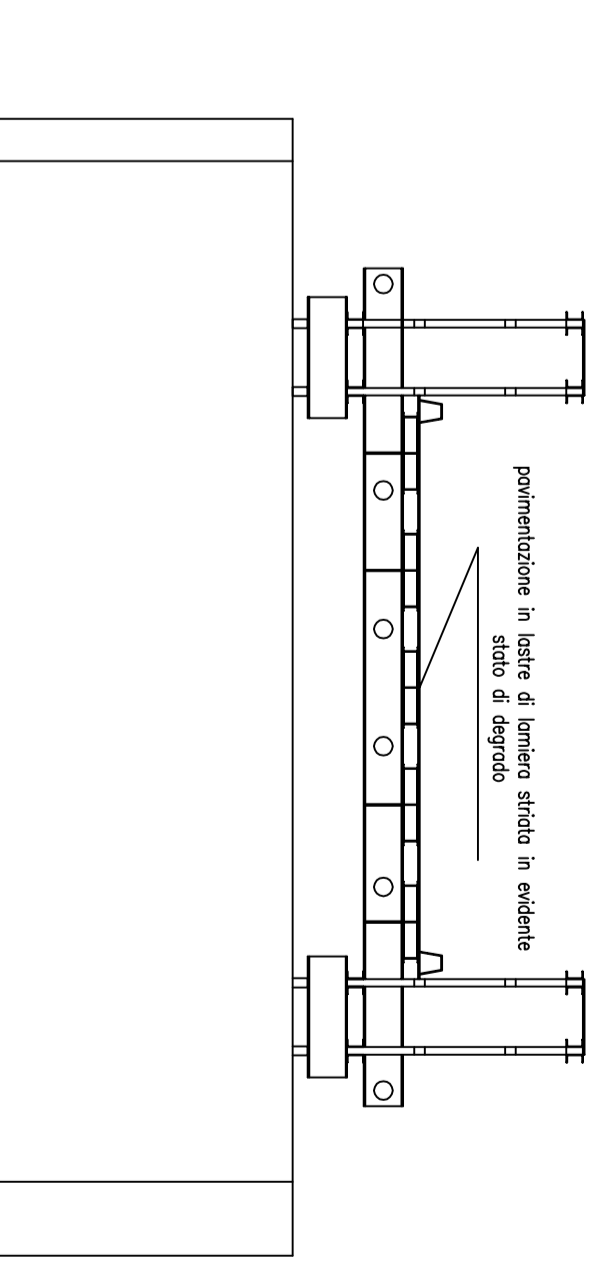
Data
 Giugno 2013



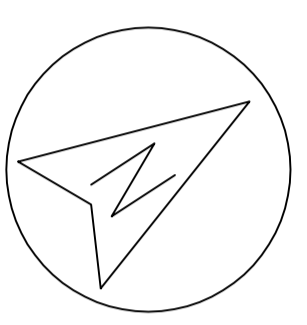
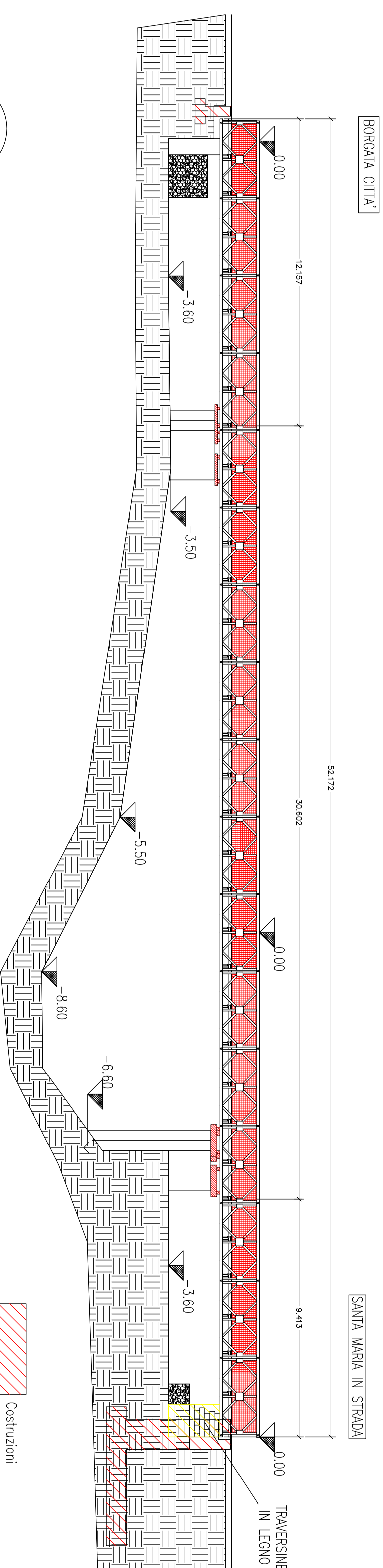
PROSPETTO SUD PONTE BAILEY
 STATO DI FATTO SCALA 1:100



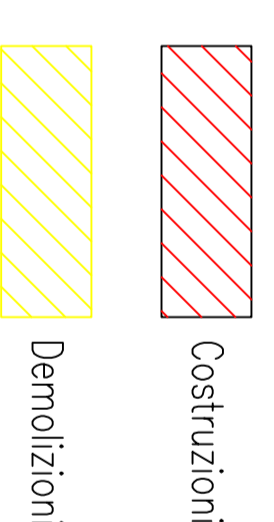
PROSPETTO SUD PONTE BAILEY
 STATO DI FATTO SCALA 1:100



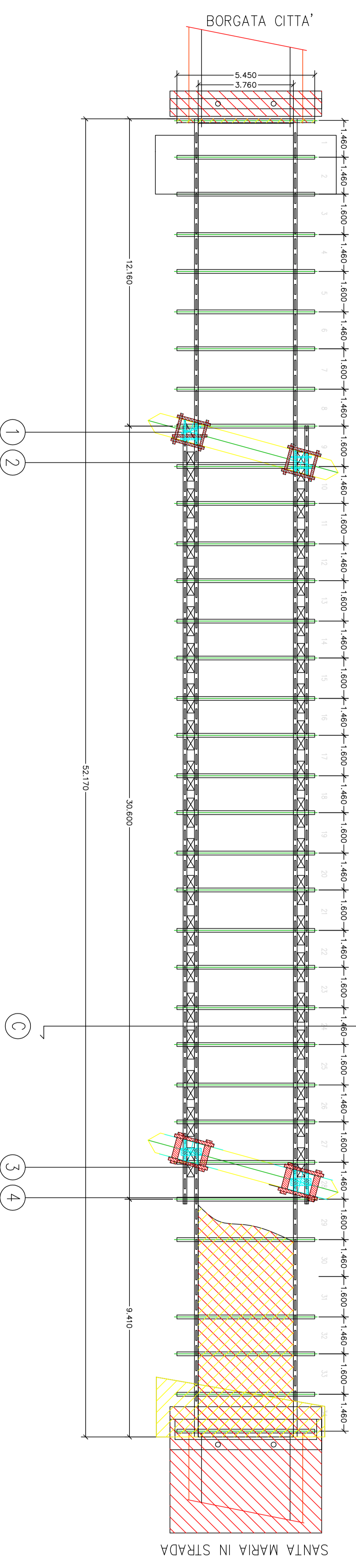
SEZIONE C-C PONTE BAILEY
 STATO DI FATTO SCALA 1:50



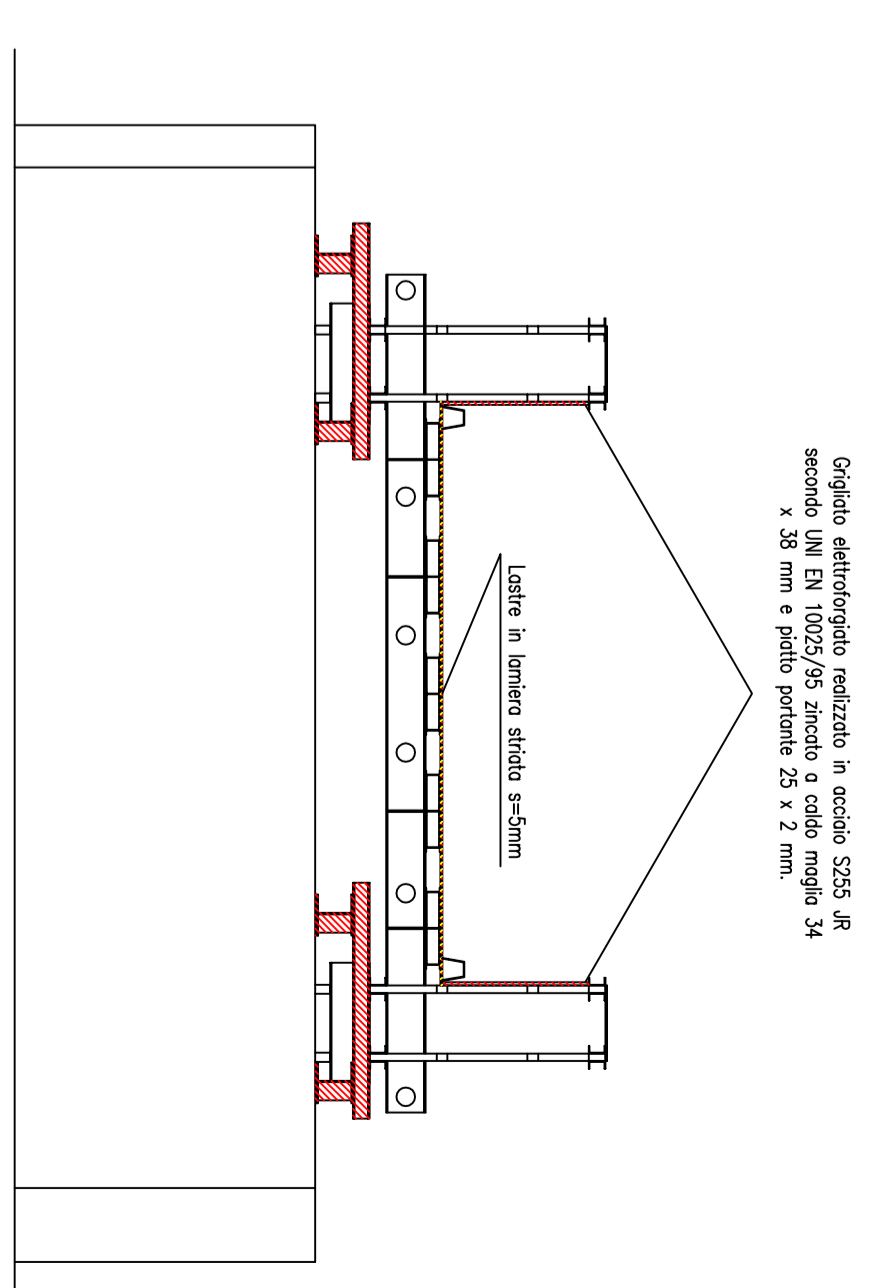
PROSPETTO SUD PONTE BAILEY
 INTERVENTI SCALA 1:100



PIANTA PONTE BAILEY
 INTERVENTI SCALA 1:100



SEZIONE C-C PONTE BAILEY
 INTERVENTI SCALA 1:50



Travere in legno laminato a strati, spessore 220 mm, 3 x 30 mm e profilo superiore da 17 mm.

Letame in legno laminato a strati.



INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE BAILEY SU TORRENTE SAMOGGIA

Stazione appaltante: Comune di Anzola dell'Emilia
Bologna

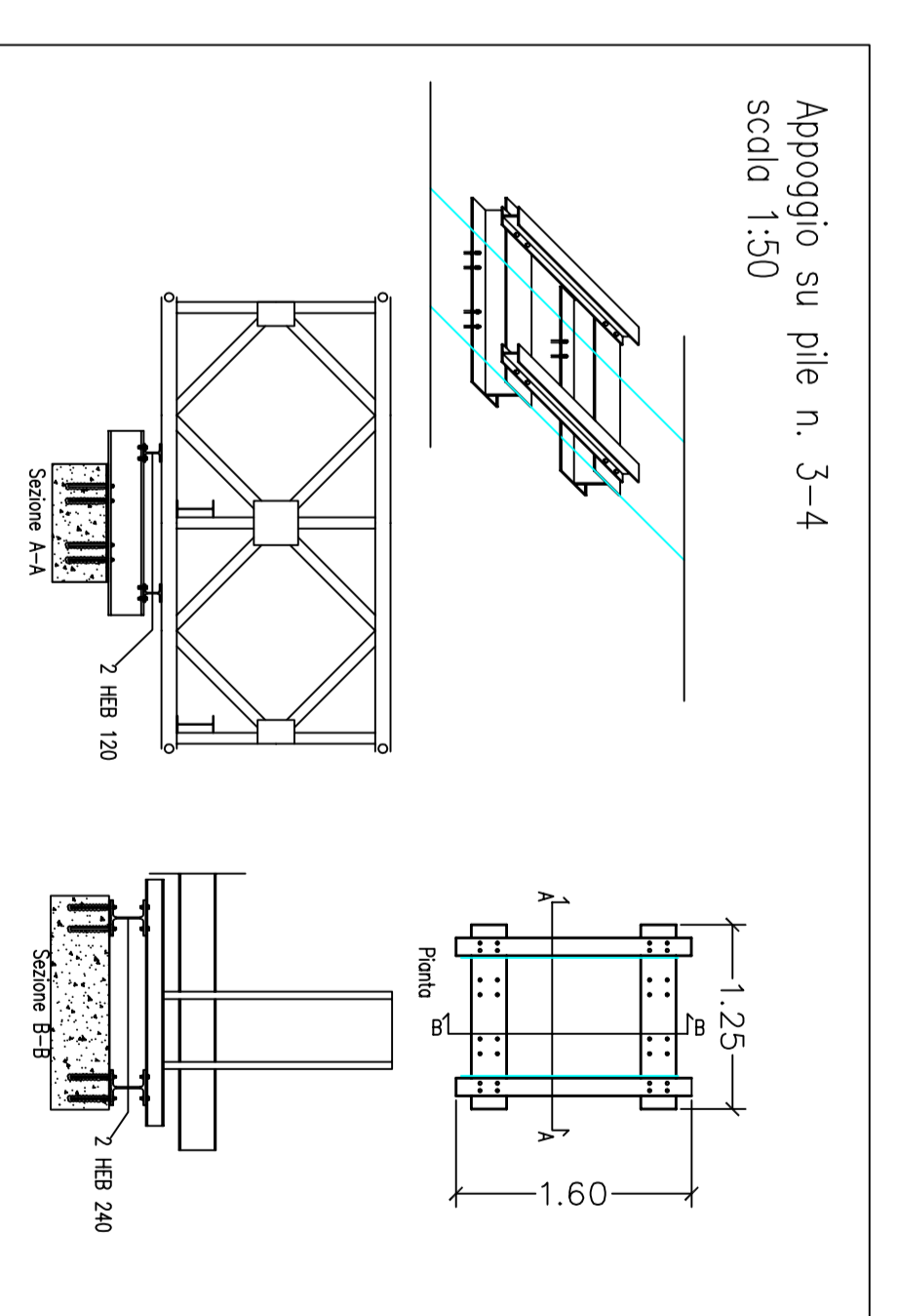
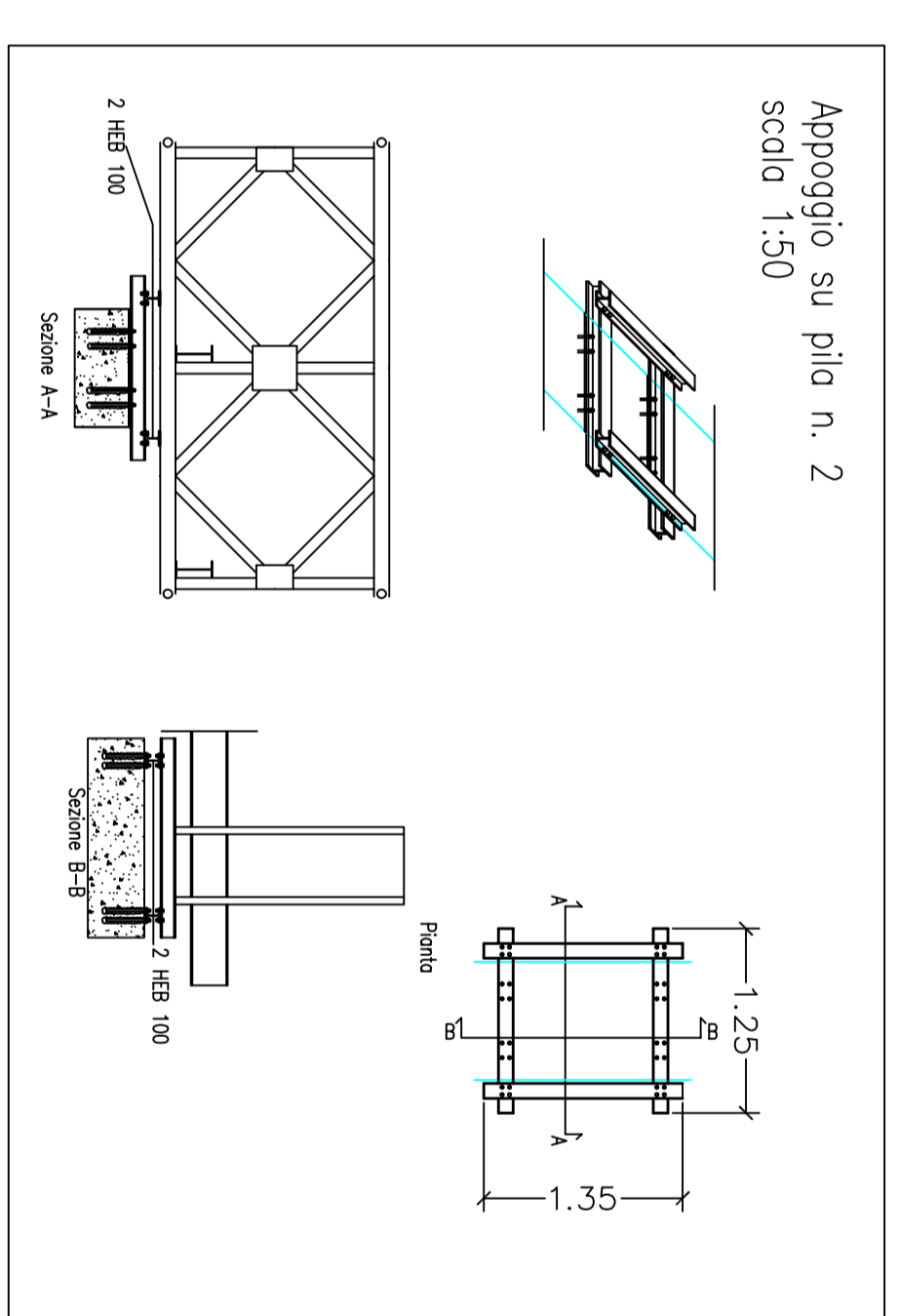
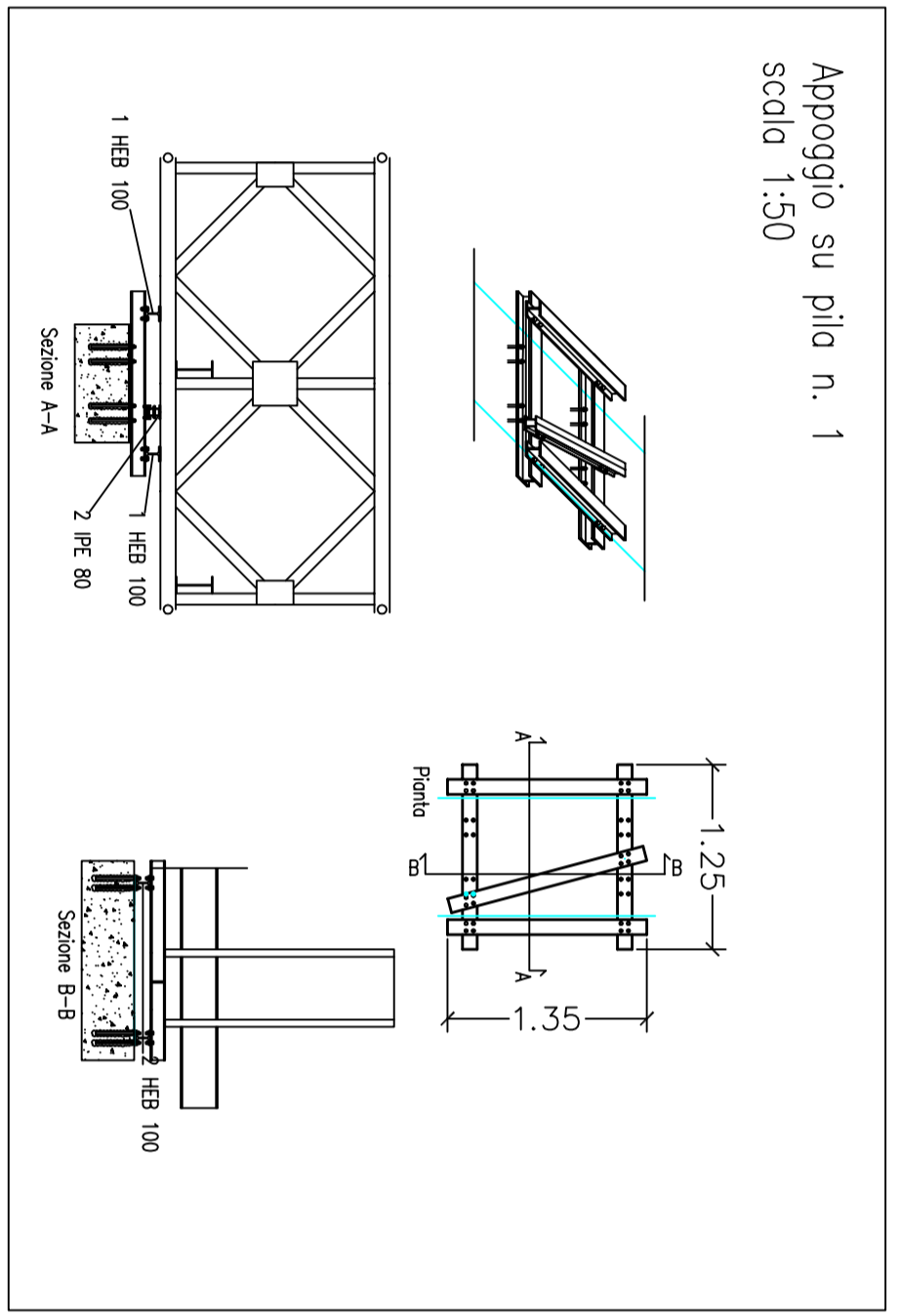
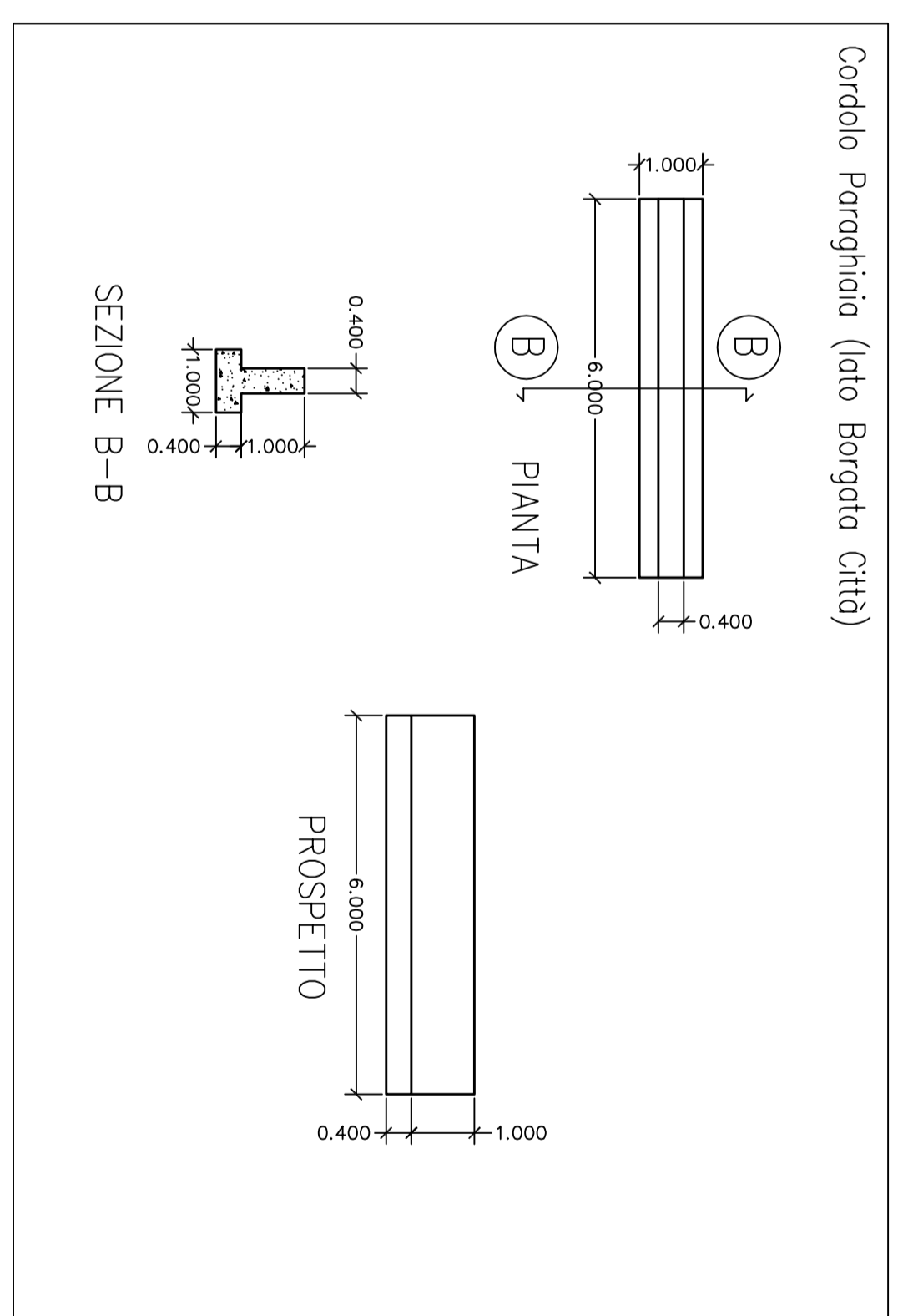
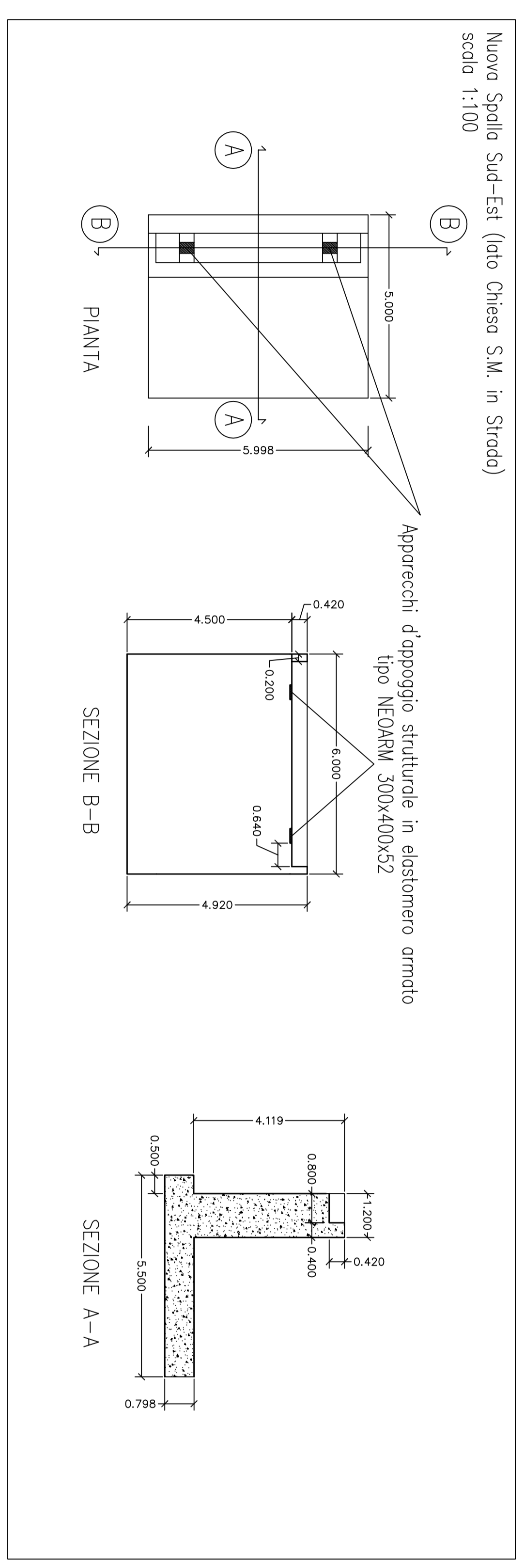
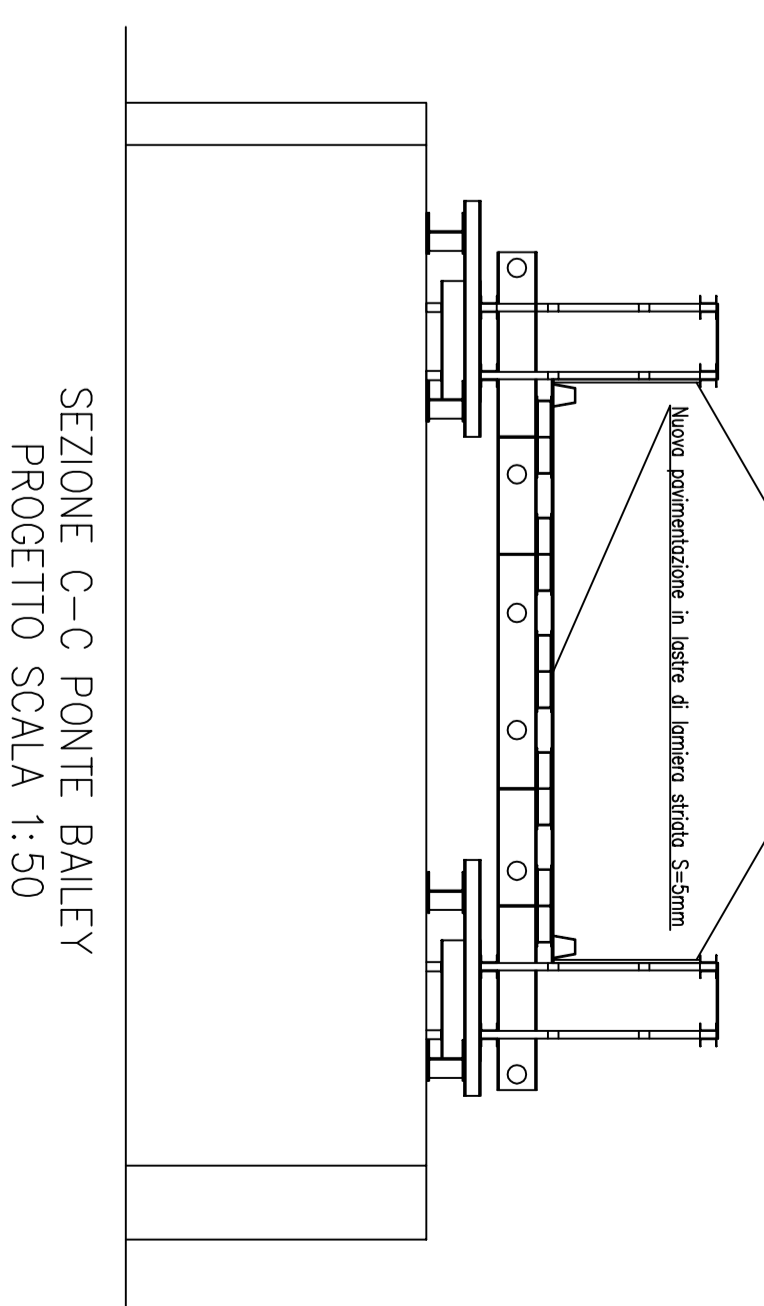
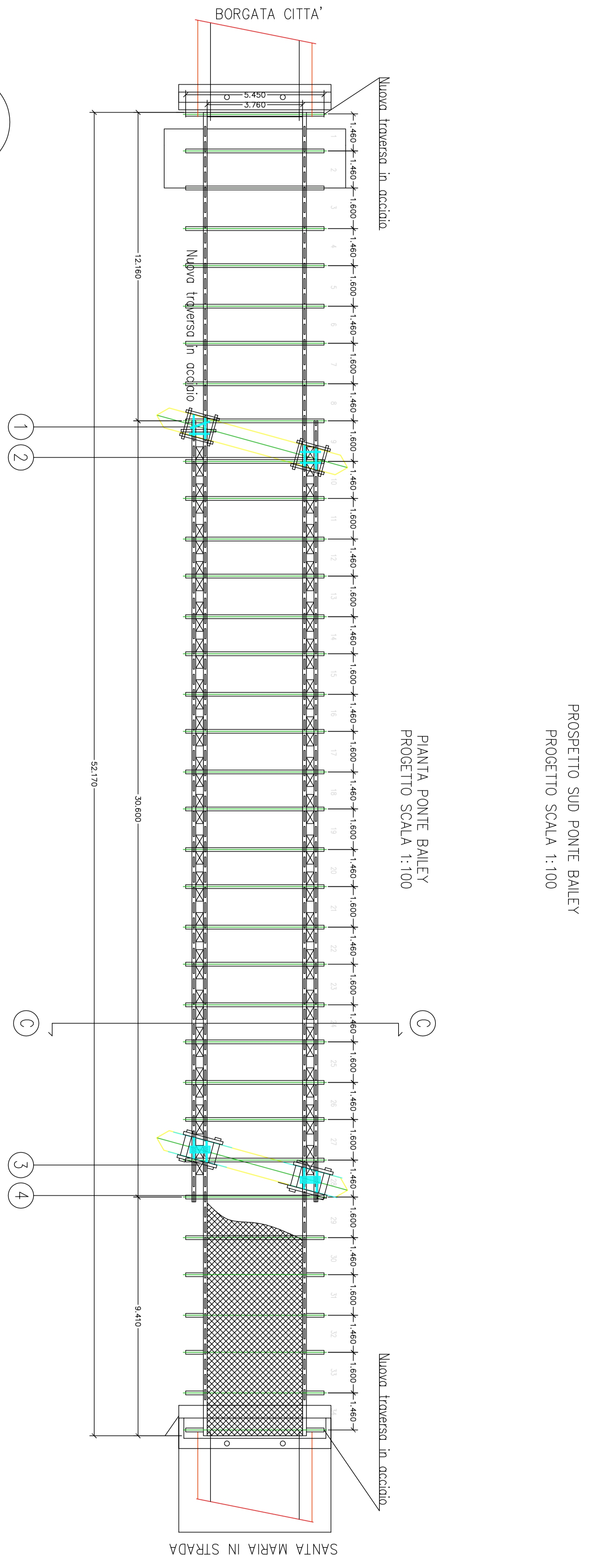
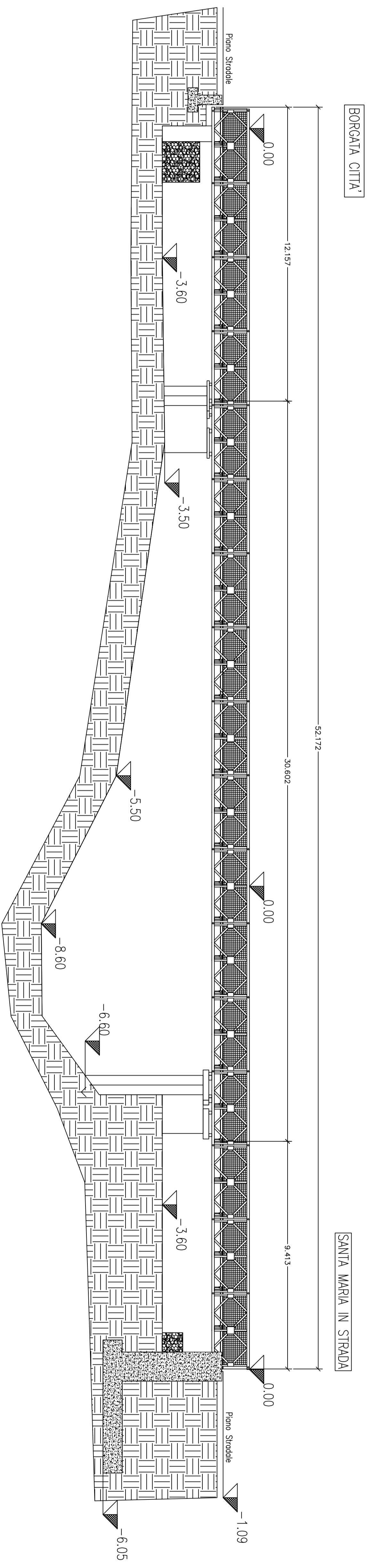
Oggetto: -PIANTE
-PROSPETTI
-SEZIONI

Progettista: ing. Giovanni PICONE CHIQUO
Via M. E. Lepido, 367
40132 Bologna
Tel./Fax 051.40.26.52

Elaborato: 1.B

PROGETTO

Data
Giugno 2013



Elab. 2

COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA
COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO
PROVINCIA DI BOLOGNA

STAZIONE APPALTANTE
COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA

Interventi di manutenzione straordinaria
del Ponte Bailey sul torrente Samoggia

Relazione descrittiva

Bologna, giugno '13

Studio Tecnico
Dott. Ing. Giovanni Picone Chiodo
Via Marco Emilio Lepido, 367 - 40132 Bologna
e-mail: ing.picone@gmail.com
Tel./Fax: 051402652

PREMESSA

A seguito di indagini preliminari eseguite sul ponte Bailey sul Torrente Samoggia sono emerse gravi carenze strutturali ed è emersa l'esigenza di interventi di manutenzione straordinaria.

IL PONTE BAILEY

I ponti di tipo Bailey furono ideati e prodotti nella seconda guerra mondiale con l'obiettivo di ricostruire velocemente i ponti distrutti e permettere il transito anche di colonne militari.

Il ponte Bailey grazie alla sua composizione in elementi modulari in ferro presenta il vantaggio di una veloce messa in opera.

Il ponte in questione fu realizzato nei primi anni '50 e da allora non sembra avere avuto sostanziali variazioni, grandi opere di manutenzione o consolidamento.

Il ponte è composto da n. 3 campate, campata laterale di circa m 12,00 di tipo SS, campata centrale di tipo DS di circa 30,50, campata laterale di circa 9,00 di tipo SS.

Il tipo SS indica trave reticolare singola, il tipo DS indica n. 2 travi reticolari accoppiate.

E' stata rifatta la pavimentazione in lastre di ferro in luogo dell'originale pavimentazione in legno e di recente (anno 2011) è stato realizzato un nuovo parapiede in ferro.

Il carico massimo transitabile indicato dalla segnaletica verticale è di ton 5. Non esistendo alcuna limitazione di sagoma né in altezza né in larghezza il ponte viene comunque percorso da autocarri e trattori di peso superiore alle ton 5.

Oggi il ponte si presenta in un cattivo stato di manutenzione come meglio di seguito specificato.

VERIFICA DEL PONTE

Si è eseguita una modellazione del ponte e si è proceduto al calcolo per verificare l'effettiva capacità portante.

Si sono applicate le vigenti normative in materia ed in particolare si è fatto il Calcolo e la Verifica agli Stati limite secondo il D.M. 2008 – zona sismica 3.

E' risultato che il ponte ha una portata teorica di ton 3,5 per asse (ipotesi di n. 2 assi distanti m 2). Si sottolinea che tale portata è teorica e non reale a causa delle condizioni di degrado (di seguito indicate) nonché dell'età stessa del ponte. Inoltre il calcolo viene eseguito con ipotesi di cerniere e carrelli (ipotesi che in realtà non è veritiera come di seguito meglio specificato nelle condizioni di degrado).

CONDIZIONI DI DEGRADO

Si elencano di seguito le principali condizioni di degrado:

1) La ruggine al momento non sembra aver corrosato la struttura reticolare a parte le traverse e le longarine nella zona delle spalle. Occorre eseguire una sabbiatura ed un trattamento antiruggine per evitare che in un futuro prossimo il ferro della struttura reticolare possa essere corrosato. La presenza di vernice screpolata e sollevata permette l'accumulo di sporcizia ed il ristagno di acqua (piovana o di umidità) che accelera il processo di corrosione.

2) Gli appoggi sulle pile, anche se non sembra abbiano avuto spostamenti significativi, non sono idonei né correttamente dimensionati e soprattutto la superficie di contatto tra gli appoggi in ferro e le travi del ponte è molto ridotta, probabilmente sono stati posizionati pensando ad un uso provvisorio del ponte. Il rischio è soprattutto in caso di sisma o forti sollecitazioni poiché gli appoggi potrebbero ribaltarsi.

3) Le spalle: - La spalla lato Chiesa presenta appoggi in legno che appaiono suscettibili di cedimenti, le infiltrazioni di acqua e il contatto con il terreno hanno ammalorato il legno; si notano vistosi distacchi del tappetino bituminoso con relativo scalino nel punto di congiunzione tra il ponte e la strada. - La spalla lato Borgata Città presenta un basamento in conglomerato cementizio (armato?) su cui appoggiano le travi portanti del ponte che non sembra avere avuto cedimenti significativi, anche in questa zona vi sono vistosi distacchi del tappetino con relativo scalino nel punto di congiunzione tra il ponte e la strada.

4) La superficie calpestabile del ponte in lamiera striata è da sostituire poiché presenta pericolose sporgenze acuminate mettendo a rischio pedoni, ciclisti, motociclisti, rischio di foratura per gli autoveicoli, inoltre in alcune parti la lamiera è deformata e forata, in altre parti a causa della corrosione la lamiera è tagliata e staccata. Sono saltati molti morsetti che collegano la lamiera alle longarine, si rischia che delle lastre di lamiera striata possano completamente staccarsi dalla struttura del ponte.

5) Morsetti di collegamento tra gli elementi: mancano n. 17 morsetti.

6) Le pile non sono allineate con le spalle. Le pile in c.a. non sono state oggetto di verifica nel presente studio. Si ritiene che il ponte debba essere chiuso per piene del torrente.

7) Parapetti: il ponte presenta un parapetto con la possibilità di caduta attraverso gli elementi verticali; poiché il ponte è attraversato da pedoni, ciclisti e motociclisti è necessario che venga realizzato un parapetto con un grigliato.

8) Elementi deformati: vi sono alcuni elementi diagonali della trave reticolare deformati, quindi da sostituire.

9) Alcuni tiranti non risultano essere tesi come dovrebbero, occorre che vengano messi in tensione o anche sostituiti.

INTERVENTI

Si ritiene che la massa complessiva transitabile sia non superiore a ton 3.

Gli interventi da eseguire sono:

- 1) Restringimento di carreggiata a m 2,00 per non far accedere mezzi pesanti e realizzazione di apposita segnaletica. Il restringimento deve essere fatto all'ingresso del ponte con dissuasori verticali.
- 2) Limite di velocità di 10 km/h con apposita segnaletica e dissuasori di velocità orizzontali da apporre all'ingresso del ponte e nella mezzeria del ponte.
- 3) Realizzazione nuovi appoggi sulle pile in aiuto a quelli esistenti.
- 4) Demolizione della spalla realizzata con travi di legno lato Santa Maria in Strada e realizzazione di nuova spalla in c.c.a. Realizzazione di fondazione in c.c.a. lato Borgata Città in adiacenza alla spalla esistente da realizzare sulla sede stradale.
- 5) Inserimento dei morsetti mancanti.
- 6) Verifica di tutti i tiranti e se necessario sostituzione.
- 7) Realizzazione parapetti con grigliato.
- 8) Sabbiatura degli elementi in acciaio, trattamento di zincatura e verniciatura.
- 9) Nuova pavimentazione.

Dott. Ing. Giovanni Picone Chiodo

Elab. 3C

COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA
COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO
PROVINCIA DI BOLOGNA

STAZIONE APPALTANTE
COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA

Interventi di manutenzione straordinaria
del Ponte Bailey sul torrente Samoggia

Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del
progetto strutturale

(paragrafo B.2.2. All.B alla DGR 1373 del 2011)

Bologna, giugno '13

Studio Tecnico
Dott. Ing. Giovanni Picone Chiodo
Via Marco Emilio Lepido, 367 - 40132 Bologna
e-mail: ing.picone@gmail.com
Tel./Fax: 051402652

- a) Si interviene sul Ponte Bailey sul Torrente Samoggia. Gli interventi che vengono realizzati non modificano l'architettura del ponte né modificano la sezione idraulica dell'alveo. Gli interventi strutturali più rilevanti riguardano la realizzazione di una nuova spalla in c.a.a. al posto della spalla realizzata con travi di legno (lato Santa Maria in Strada) e l'inserimento di nuovi appoggi sulle pile in aiuto agli appoggi esistenti. Viene inoltre realizzata una nuova pavimentazione in lamiera.
- b) Trattasi di Ponte di tipo Bailey realizzato negli anni '50 del secolo scorso. Il ponte ha struttura principale e secondaria in acciaio e pavimentazione in lamiera. Le fondazioni sono costituite da una spalla realizzata con traverse in legno (lato Santa Maria in Strada), una spalla in conglomerato cementizio (lato Borgata Città), n. 2 pile in C.C.A. La Normativa tecnica di riferimento è il D.M. 14/01/2008. La realizzazione della spalla si configura come un intervento di adeguamento ai sensi del D.M. 14/01/2008 e pertanto viene dimensionata come da Normativa per sopportare le sollecitazioni derivanti dall'analisi dinamica. La spalla ha anche funzione di muro di contenimento della strada. Vengono inseriti degli apparecchi d'appoggio strutturali in elastomero armato. Nelle pile si interviene sugli appoggi. Le pile non denotano particolari problematiche e non sono oggetto di intervento. A causa della difficoltà di intervento determinata dallo spessore a disposizione e dalla presenza di pile già esistenti vengono eseguite delle lavorazioni atte ad aumentare il livello di sicurezza attuale. Attualmente vi sono delle travi in acciaio con sezione a doppia T che possono ribaltarsi in caso di sisma. L'intervento da realizzare si propone di evitare che tali travi ribaltino e si propone di aumentare la superficie di appoggio degli appoggi in caso di sisma. La realizzazione dei nuovi appoggi in

aiuto a quelli esistenti (da realizzare in n. 4 appoggi del ponte sulle pile) si configura come un intervento locale ai sensi del D.M. 14/01/2008.

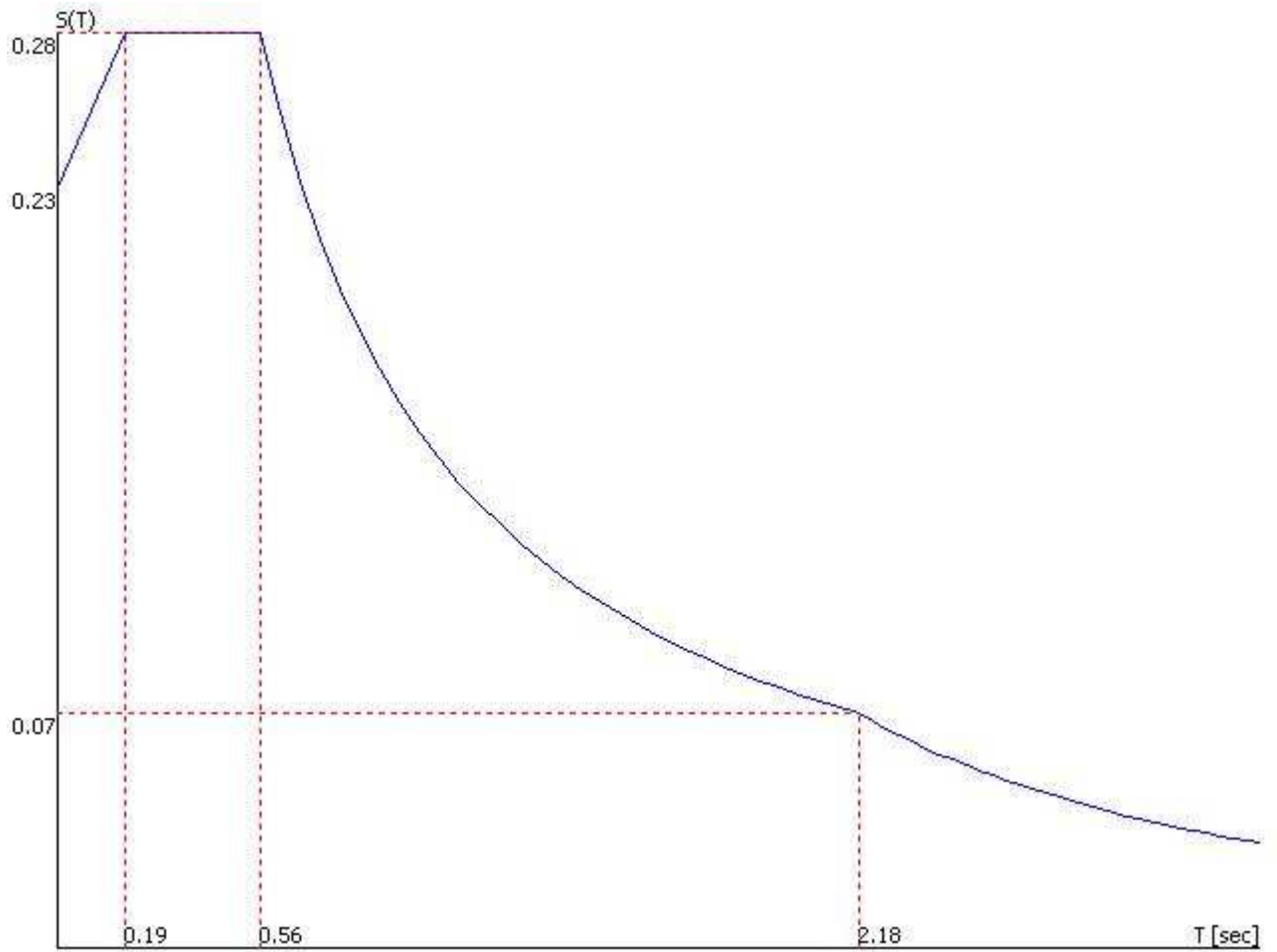
- c) E' stata eseguita un'analisi dinamica del ponte per verificare gli spostamenti a cui è soggetto in caso di sisma (D.M. 14/01/2008).
- d) Si riportano di seguito i parametri relativi all'analisi dinamica dell'impalcato. Il calcolo è stato eseguito con il programma WinStrand di Enexsys.

Spettro in accordo con TU 2008

- Anzola dell'Emilia BO Longitudine 11.1939 Latitudine 44.5472
- Tipo di Terreno E
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso I° coefficiente C_U 0.7
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di struttura massimo q_o per sisma orizzontale 2.00
- Fattore di duttilità K_R per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 2.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.50
- Smorzamento Viscoso ($0.05 = 5\%$) 0.05

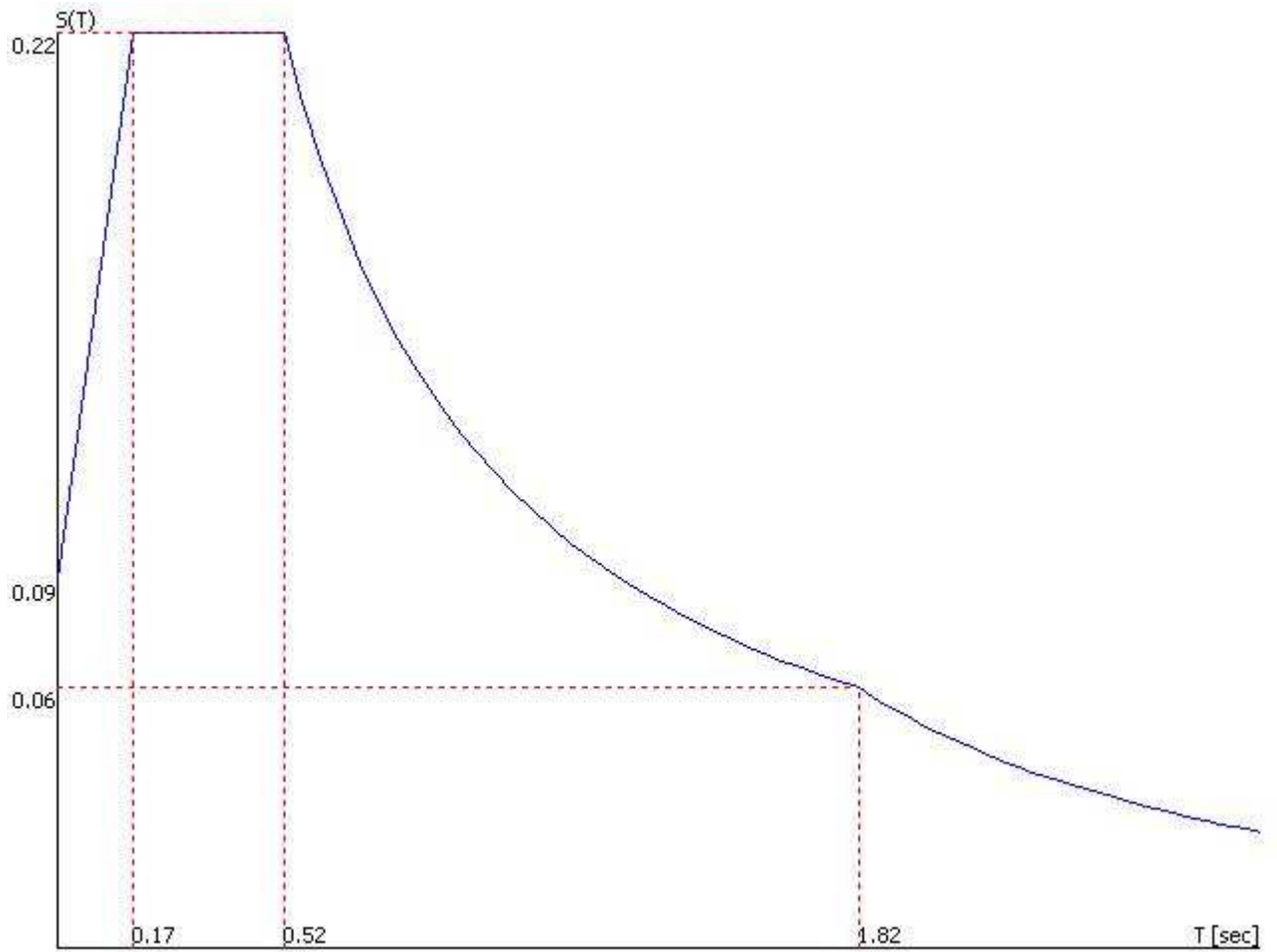
TU 2008 SLV H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 332 (anni)
- S_s 1.600
- T_B 0.19 [sec]
- T_C 0.56 [sec]
- T_D 2.18 [sec]
- a_g/g 0.1446
- F_o 2.4092
- T_C^* 0.2971



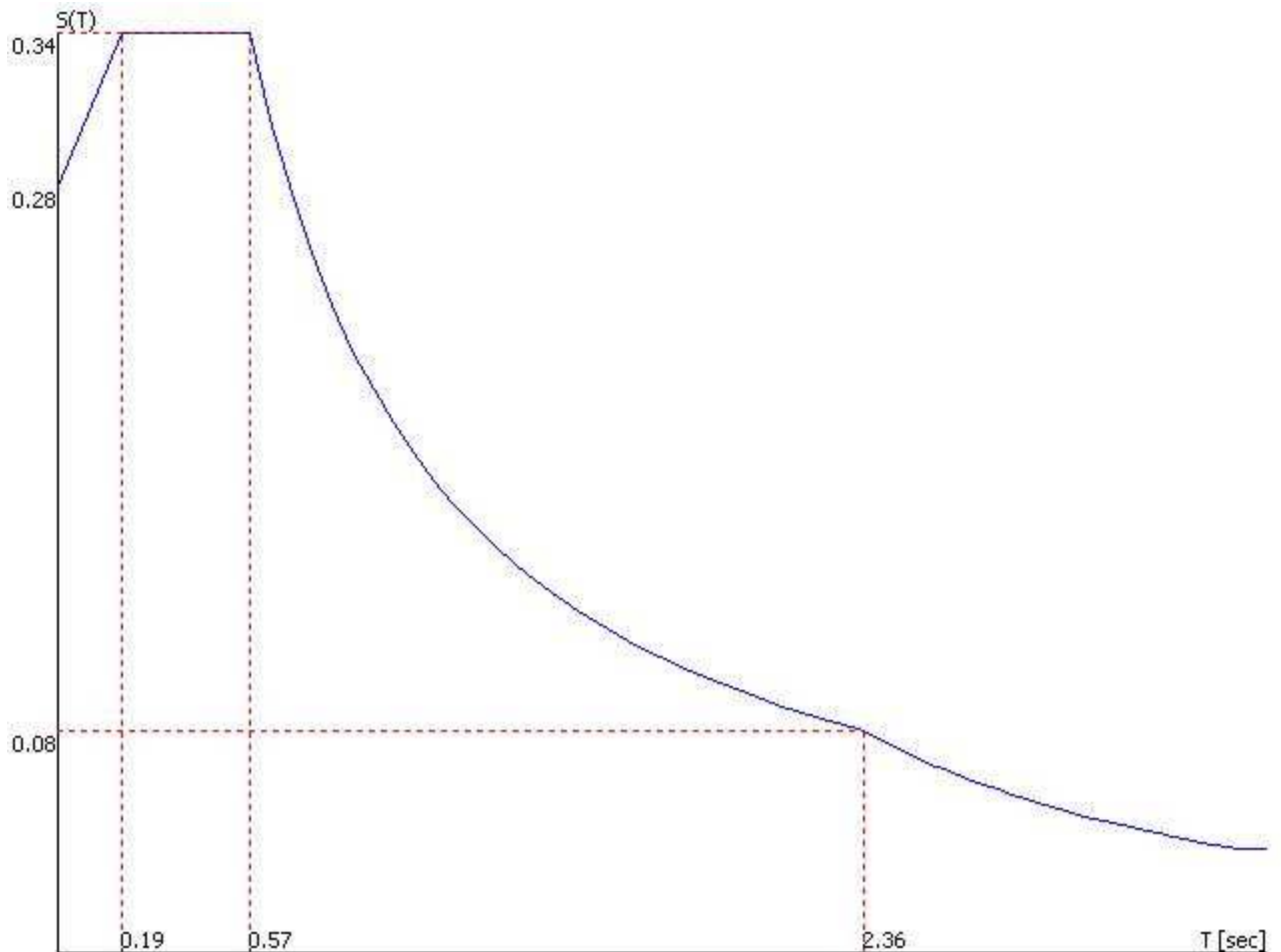
TU 2008 SLD H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 63.0 e periodo di ritorno (T_R) 35 (anni)
- S_s 1.600
- T_B 0.17 [sec]
- T_C 0.52 [sec]
- T_D 1.82 [sec]
- a_g/g 0.0559
- F_o 2.4898
- T_C^* 0.2631



TU 2008 SLC H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 5.0 e periodo di ritorno (T_R) 682 (anni)
- S_s 1.498
- T_B 0.19 [sec]
- T_C 0.57 [sec]
- T_D 2.36 [sec]
- a_g/g 0.1897
- F_o 2.4079
- T_C^* 0.3064



- e) I materiali utilizzati sono conglomerato cementizio armato per la spalla e acciaio per gli appoggi sulle pile. Spalla: Calcestruzzo C25/30, Acciaio per armature B450C. Appoggi sulle pile: Acciaio S275J2G1W_COR-TEN (UNI EN ISO 10155)
- f) Si è eseguita l'analisi dinamica della struttura in acciaio del ponte, con le massime azioni di sollecitazioni risultanti (si sono inoltre incrementate moltiplicandole per un fattore 2 per tenere conto di situazioni eccezionali o di future utilizzazioni) si è calcolata la spalla che agisce anche da muro di sostegno. Nelle n. 2 zone di appoggio del ponte sulla spalla vengono inseriti degli apparecchi di appoggio in elastomero armato di dimensioni 300x400x52. Devono essere del tipo Neoarm di Fip Industriale o di caratteristiche equivalenti

e dimensionati per un carico di 2675 kN. Gli appoggi sono stati schematizzati come carrelli.

g)

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
Vento q_s	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_s	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

Combinazioni Stati Limite Salvaguardia Vita										
Numero di Combinazioni di carico: 8 Aiuto...										
	Commento	p.proprio reticolare	p.portato impalcato	max camp. centrale	max camp. sx	max camp. dx	Sisma 0	Sisma 90	Sisma 270	Sisma 90
1	Sisma 0 / 90	1.	1.	0.125	0.33	0.125	1.	0.3	0.	0.
2	Sisma 0 / 270	1.	1.	0.33	0.125	0.125	1.	0.	0.	0.3
3	Sisma 90 / 0	1.	1.	0.125	0.125	0.33	0.3	1.	0.	0.
4	Sisma 90 / 180	1.	1.	0.125	0.33	0.125	0.	1.	0.3	0.
5	Sisma 180 / 90	1.	1.	0.33	0.125	0.125	0.	0.3	1.	0.
6	Sisma 180 / 270	1.	1.	0.125	0.125	0.33	0.	0.	1.	0.3
7	Sisma 270 / 0	1.	1.	0.125	0.33	0.125	0.3	0.	0.	1.
8	Sisma 270 / 180	1.	1.	0.125	0.125	0.33	0.	0.	0.3	1.

Combinazioni Stati Limite Collasso										
Numero di Combinazioni di carico: 8 Aiuto...										
	Commento	p.proprio reticolare	p.portato impalcato	max camp. centrale	max camp. sx	max camp. dx	Sisma 0	Sisma 90	Sisma 270	Sisma 90
1	Sisma 0 / 90	1.	1.	0.125	0.33	0.125	1.	0.3	0.	0.
2	Sisma 0 / 270	1.	1.	0.33	0.125	0.125	1.	0.	0.	0.3
3	Sisma 90 / 0	1.	1.	0.125	0.125	0.33	0.3	1.	0.	0.
4	Sisma 90 / 180	1.	1.	0.125	0.33	0.125	0.	1.	0.3	0.
5	Sisma 180 / 90	1.	1.	0.33	0.125	0.125	0.	0.3	1.	0.
6	Sisma 180 / 270	1.	1.	0.125	0.125	0.33	0.	0.	1.	0.3
7	Sisma 270 / 0	1.	1.	0.125	0.33	0.125	0.3	0.	0.	1.
8	Sisma 270 / 180	1.	1.	0.125	0.125	0.33	0.	0.	0.3	1.

h) Analisi statica e dinamica modale senza condensazione di piano.

Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse

Cond. Carico 1 p.proprio reticolare 1.0000

Cond. Carico 2 p.portato impalcato 1.0000

Cond. Carico 3 max camp. centrale 0.3300

Cond. Carico 4 max camp. sx 0.3300

Cond. Carico 5 max camp. dx 0.3300

Angoli d'ingresso del Sisma

- SLV Direzione 1 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLV Direzione 2 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLV Direzione 3 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLV Direzione 4 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLC Direzione 5 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLC Direzione 6 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLC Direzione 7 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLC Direzione 8 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLD Direzione 9 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLD Direzione 10 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLD Direzione 11 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLD Direzione 12 Angolo in pianta 270.00 [°]

Primi autovalori e modi di vibrare della struttura.

Modo	Autovalore	Frequenza [rad/sec]	Periodo [sec]	Coefficiente Risposta
1	2.57127e+001	5.071	1.24	0.1249
2	2.80064e+002	16.735	0.38	0.2787
3	7.08764e+002	26.623	0.24	0.2787
4	1.06248e+003	32.596	0.19	0.2787
5	1.15401e+003	33.971	0.18	0.2787

Modo	Autovalore	Frequenza [rad/sec]	Periodo [sec]	Coefficiente Risposta
6	1.28514e+003	35.849	0.18	0.2762
7	2.11450e+003	45.984	0.14	0.2663
8	3.37533e+003	58.098	0.11	0.2590
9	4.32134e+003	65.737	0.10	0.2558
10	4.76319e+003	69.016	0.09	0.2546
11	5.50262e+003	74.180	0.08	0.2530
12	5.68418e+003	75.394	0.08	0.2527
13	5.77853e+003	76.017	0.08	0.2525
14	6.36240e+003	79.765	0.08	0.2515
15	7.17352e+003	84.697	0.07	0.2503
16	7.27944e+003	85.320	0.07	0.2502
17	8.10908e+003	90.050	0.07	0.2492

Direzione di Ingresso del Sisma 1 Angolo 0.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	 Li / L1 	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
5	-4.50540e+001	100.0	2.02986e+003	81.2	81.2
4	-1.11737e+001	24.8	1.24851e+002	5.0	86.2
6	4.59177e+000	10.2	2.10844e+001	0.8	87.1
3	-3.61381e+000	8.0	1.30596e+001	0.5	87.6
10	2.11219e+000	4.7	4.46136e+000	0.2	87.8
7	-1.05767e+000	2.3	1.11866e+000	0.0	87.8
8	-8.16294e-001	1.8	6.66336e-001	0.0	87.8
9	-5.62884e-001	1.2	3.16838e-001	0.0	87.8
11	-3.92869e-001	0.9	1.54346e-001	0.0	87.9
12	3.61000e-001	0.8	1.30321e-001	0.0	87.9
1	2.00439e-001	0.4	4.01760e-002	0.0	87.9
15	-1.96439e-001	0.4	3.85881e-002	0.0	87.9
14	-1.70365e-001	0.4	2.90242e-002	0.0	87.9
2	1.18161e-001	0.3	1.39621e-002	0.0	87.9
13	-3.72521e-002	0.1	1.38772e-003	0.0	87.9
16	2.85158e-002	0.1	8.13148e-004	0.0	87.9
17	-2.34929e-002	0.1	5.51914e-004	0.0	87.9

Direzione di Ingresso del Sisma 2 Angolo 90.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li ² /Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
1	4.67043e+001	100.0	2.18130e+003	87.3	87.3
2	-1.12280e+001	24.0	1.26067e+002	5.0	92.3
3	7.97998e+000	17.1	6.36800e+001	2.5	94.9
6	5.25440e+000	11.3	2.76088e+001	1.1	96.0
7	3.02941e+000	6.5	9.17732e+000	0.4	96.3
8	2.83083e+000	6.1	8.01360e+000	0.3	96.7
11	-2.27465e+000	4.9	5.17403e+000	0.2	96.9
14	-2.16929e+000	4.6	4.70580e+000	0.2	97.1
9	2.15952e+000	4.6	4.66353e+000	0.2	97.2
17	1.40266e+000	3.0	1.96745e+000	0.1	97.3
16	9.20305e-001	2.0	8.46961e-001	0.0	97.4
12	3.14599e-001	0.7	9.89723e-002	0.0	97.4
15	1.84210e-001	0.4	3.39334e-002	0.0	97.4
13	-1.48140e-001	0.3	2.19454e-002	0.0	97.4
4	-6.31266e-002	0.1	3.98497e-003	0.0	97.4
10	-6.29529e-002	0.1	3.96307e-003	0.0	97.4
5	-3.07560e-002	0.1	9.45932e-004	0.0	97.4

Direzione di Ingresso del Sisma 3 Angolo 180.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li ² /Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
5	4.50540e+001	100.0	2.02986e+003	81.2	81.2
4	1.11737e+001	24.8	1.24851e+002	5.0	86.2
6	-4.59177e+000	10.2	2.10844e+001	0.8	87.1
3	3.61381e+000	8.0	1.30597e+001	0.5	87.6
10	-2.11219e+000	4.7	4.46136e+000	0.2	87.8
7	1.05767e+000	2.3	1.11866e+000	0.0	87.8
8	8.16295e-001	1.8	6.66338e-001	0.0	87.8
9	5.62885e-001	1.2	3.16840e-001	0.0	87.8

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
11	3.92868e-001	0.9	1.54346e-001	0.0	87.9
12	-3.61000e-001	0.8	1.30321e-001	0.0	87.9
1	-2.00418e-001	0.4	4.01675e-002	0.0	87.9
15	1.96439e-001	0.4	3.85882e-002	0.0	87.9
14	1.70364e-001	0.4	2.90239e-002	0.0	87.9
2	-1.18166e-001	0.3	1.39633e-002	0.0	87.9
13	3.72521e-002	0.1	1.38772e-003	0.0	87.9
16	-2.85153e-002	0.1	8.13125e-004	0.0	87.9
17	2.34935e-002	0.1	5.51944e-004	0.0	87.9

Direzione di Ingresso del Sisma 4 Angolo 270.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
1	-4.67043e+001	100.0	2.18130e+003	87.3	87.3
2	1.12280e+001	24.0	1.26067e+002	5.0	92.3
3	-7.97998e+000	17.1	6.36800e+001	2.5	94.9
6	-5.25441e+000	11.3	2.76088e+001	1.1	96.0
7	-3.02941e+000	6.5	9.17732e+000	0.4	96.3
8	-2.83083e+000	6.1	8.01360e+000	0.3	96.7
11	2.27465e+000	4.9	5.17403e+000	0.2	96.9
14	2.16929e+000	4.6	4.70580e+000	0.2	97.1
9	-2.15952e+000	4.6	4.66353e+000	0.2	97.2
17	-1.40266e+000	3.0	1.96745e+000	0.1	97.3
16	-9.20305e-001	2.0	8.46961e-001	0.0	97.4
12	-3.14599e-001	0.7	9.89724e-002	0.0	97.4
15	-1.84210e-001	0.4	3.39334e-002	0.0	97.4
13	1.48140e-001	0.3	2.19454e-002	0.0	97.4
4	6.31317e-002	0.1	3.98561e-003	0.0	97.4
10	6.29520e-002	0.1	3.96295e-003	0.0	97.4
5	3.07764e-002	0.1	9.47190e-004	0.0	97.4

Direzione di Ingresso del Sisma 5 Angolo 0.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
5	-4.50540e+001	100.0	2.02986e+003	81.2	81.2
4	-1.11737e+001	24.8	1.24851e+002	5.0	86.2
6	4.59177e+000	10.2	2.10844e+001	0.8	87.1
3	-3.61381e+000	8.0	1.30596e+001	0.5	87.6
10	2.11219e+000	4.7	4.46136e+000	0.2	87.8
7	-1.05767e+000	2.3	1.11866e+000	0.0	87.8
8	-8.16294e-001	1.8	6.66336e-001	0.0	87.8
9	-5.62884e-001	1.2	3.16838e-001	0.0	87.8
11	-3.92869e-001	0.9	1.54346e-001	0.0	87.9
12	3.61000e-001	0.8	1.30321e-001	0.0	87.9
1	2.00439e-001	0.4	4.01760e-002	0.0	87.9
15	-1.96439e-001	0.4	3.85881e-002	0.0	87.9
14	-1.70365e-001	0.4	2.90242e-002	0.0	87.9
2	1.18161e-001	0.3	1.39621e-002	0.0	87.9
13	-3.72521e-002	0.1	1.38772e-003	0.0	87.9
16	2.85158e-002	0.1	8.13148e-004	0.0	87.9
17	-2.34929e-002	0.1	5.51914e-004	0.0	87.9

Direzione di Ingresso del Sisma 6 Angolo 90.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
1	4.67043e+001	100.0	2.18130e+003	87.3	87.3
2	-1.12280e+001	24.0	1.26067e+002	5.0	92.3
3	7.97998e+000	17.1	6.36800e+001	2.5	94.9
6	5.25440e+000	11.3	2.76088e+001	1.1	96.0
7	3.02941e+000	6.5	9.17732e+000	0.4	96.3
8	2.83083e+000	6.1	8.01360e+000	0.3	96.7
11	-2.27465e+000	4.9	5.17403e+000	0.2	96.9
14	-2.16929e+000	4.6	4.70580e+000	0.2	97.1
9	2.15952e+000	4.6	4.66353e+000	0.2	97.2
17	1.40266e+000	3.0	1.96745e+000	0.1	97.3
16	9.20305e-001	2.0	8.46961e-001	0.0	97.4
12	3.14599e-001	0.7	9.89723e-002	0.0	97.4
15	1.84210e-001	0.4	3.39334e-002	0.0	97.4

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li ² /Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
13	-1.48140e-001	0.3	2.19454e-002	0.0	97.4
4	-6.31266e-002	0.1	3.98497e-003	0.0	97.4
10	-6.29529e-002	0.1	3.96307e-003	0.0	97.4
5	-3.07560e-002	0.1	9.45932e-004	0.0	97.4

Direzione di Ingresso del Sisma 7 Angolo 180.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li ² /Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
5	4.50540e+001	100.0	2.02986e+003	81.2	81.2
4	1.11737e+001	24.8	1.24851e+002	5.0	86.2
6	-4.59177e+000	10.2	2.10844e+001	0.8	87.1
3	3.61381e+000	8.0	1.30597e+001	0.5	87.6
10	-2.11219e+000	4.7	4.46136e+000	0.2	87.8
7	1.05767e+000	2.3	1.11866e+000	0.0	87.8
8	8.16295e-001	1.8	6.66338e-001	0.0	87.8
9	5.62885e-001	1.2	3.16840e-001	0.0	87.8
11	3.92868e-001	0.9	1.54346e-001	0.0	87.9
12	-3.61000e-001	0.8	1.30321e-001	0.0	87.9
1	-2.00418e-001	0.4	4.01675e-002	0.0	87.9
15	1.96439e-001	0.4	3.85882e-002	0.0	87.9
14	1.70364e-001	0.4	2.90239e-002	0.0	87.9
2	-1.18166e-001	0.3	1.39633e-002	0.0	87.9
13	3.72521e-002	0.1	1.38772e-003	0.0	87.9
16	-2.85153e-002	0.1	8.13125e-004	0.0	87.9
17	2.34935e-002	0.1	5.51944e-004	0.0	87.9

Direzione di Ingresso del Sisma 8 Angolo 270.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li ² /Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
1	-4.67043e+001	100.0	2.18130e+003	87.3	87.3
2	1.12280e+001	24.0	1.26067e+002	5.0	92.3

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li ² /Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
3	-7.97998e+000	17.1	6.36800e+001	2.5	94.9
6	-5.25441e+000	11.3	2.76088e+001	1.1	96.0
7	-3.02941e+000	6.5	9.17732e+000	0.4	96.3
8	-2.83083e+000	6.1	8.01360e+000	0.3	96.7
11	2.27465e+000	4.9	5.17403e+000	0.2	96.9
14	2.16929e+000	4.6	4.70580e+000	0.2	97.1
9	-2.15952e+000	4.6	4.66353e+000	0.2	97.2
17	-1.40266e+000	3.0	1.96745e+000	0.1	97.3
16	-9.20305e-001	2.0	8.46961e-001	0.0	97.4
12	-3.14599e-001	0.7	9.89724e-002	0.0	97.4
15	-1.84210e-001	0.4	3.39334e-002	0.0	97.4
13	1.48140e-001	0.3	2.19454e-002	0.0	97.4
4	6.31317e-002	0.1	3.98561e-003	0.0	97.4
10	6.29520e-002	0.1	3.96295e-003	0.0	97.4
5	3.07764e-002	0.1	9.47190e-004	0.0	97.4

Direzione di Ingresso del Sisma 9 Angolo 0.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li ² /Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
5	-4.50540e+001	100.0	2.02986e+003	81.2	81.2
4	-1.11737e+001	24.8	1.24851e+002	5.0	86.2
6	4.59177e+000	10.2	2.10844e+001	0.8	87.1
3	-3.61381e+000	8.0	1.30596e+001	0.5	87.6
10	2.11219e+000	4.7	4.46136e+000	0.2	87.8
7	-1.05767e+000	2.3	1.11866e+000	0.0	87.8
8	-8.16294e-001	1.8	6.66336e-001	0.0	87.8
9	-5.62884e-001	1.2	3.16838e-001	0.0	87.8
11	-3.92869e-001	0.9	1.54346e-001	0.0	87.9
12	3.61000e-001	0.8	1.30321e-001	0.0	87.9
1	2.00439e-001	0.4	4.01760e-002	0.0	87.9
15	-1.96439e-001	0.4	3.85881e-002	0.0	87.9
14	-1.70365e-001	0.4	2.90242e-002	0.0	87.9
2	1.18161e-001	0.3	1.39621e-002	0.0	87.9
13	-3.72521e-002	0.1	1.38772e-003	0.0	87.9
16	2.85158e-002	0.1	8.13148e-004	0.0	87.9
17	-2.34929e-002	0.1	5.51914e-004	0.0	87.9

Direzione di Ingresso del Sisma 10 Angolo 90.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li ² /Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
1	4.67043e+001	100.0	2.18130e+003	87.3	87.3
2	-1.12280e+001	24.0	1.26067e+002	5.0	92.3
3	7.97998e+000	17.1	6.36800e+001	2.5	94.9
6	5.25440e+000	11.3	2.76088e+001	1.1	96.0
7	3.02941e+000	6.5	9.17732e+000	0.4	96.3
8	2.83083e+000	6.1	8.01360e+000	0.3	96.7
11	-2.27465e+000	4.9	5.17403e+000	0.2	96.9
14	-2.16929e+000	4.6	4.70580e+000	0.2	97.1
9	2.15952e+000	4.6	4.66353e+000	0.2	97.2
17	1.40266e+000	3.0	1.96745e+000	0.1	97.3
16	9.20305e-001	2.0	8.46961e-001	0.0	97.4
12	3.14599e-001	0.7	9.89723e-002	0.0	97.4
15	1.84210e-001	0.4	3.39334e-002	0.0	97.4
13	-1.48140e-001	0.3	2.19454e-002	0.0	97.4
4	-6.31266e-002	0.1	3.98497e-003	0.0	97.4
10	-6.29529e-002	0.1	3.96307e-003	0.0	97.4
5	-3.07560e-002	0.1	9.45932e-004	0.0	97.4

Direzione di Ingresso del Sisma 11 Angolo 180.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li ² /Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
5	4.50540e+001	100.0	2.02986e+003	81.2	81.2
4	1.11737e+001	24.8	1.24851e+002	5.0	86.2
6	-4.59177e+000	10.2	2.10844e+001	0.8	87.1
3	3.61381e+000	8.0	1.30597e+001	0.5	87.6
10	-2.11219e+000	4.7	4.46136e+000	0.2	87.8
7	1.05767e+000	2.3	1.11866e+000	0.0	87.8
8	8.16295e-001	1.8	6.66338e-001	0.0	87.8
9	5.62885e-001	1.2	3.16840e-001	0.0	87.8

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
11	3.92868e-001	0.9	1.54346e-001	0.0	87.9
12	-3.61000e-001	0.8	1.30321e-001	0.0	87.9
1	-2.00418e-001	0.4	4.01675e-002	0.0	87.9
15	1.96439e-001	0.4	3.85882e-002	0.0	87.9
14	1.70364e-001	0.4	2.90239e-002	0.0	87.9
2	-1.18166e-001	0.3	1.39633e-002	0.0	87.9
13	3.72521e-002	0.1	1.38772e-003	0.0	87.9
16	-2.85153e-002	0.1	8.13125e-004	0.0	87.9
17	2.34935e-002	0.1	5.51944e-004	0.0	87.9

Direzione di Ingresso del Sisma 12 Angolo 270.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
1	-4.67043e+001	100.0	2.18130e+003	87.3	87.3
2	1.12280e+001	24.0	1.26067e+002	5.0	92.3
3	-7.97998e+000	17.1	6.36800e+001	2.5	94.9
6	-5.25441e+000	11.3	2.76088e+001	1.1	96.0
7	-3.02941e+000	6.5	9.17732e+000	0.4	96.3
8	-2.83083e+000	6.1	8.01360e+000	0.3	96.7
11	2.27465e+000	4.9	5.17403e+000	0.2	96.9
14	2.16929e+000	4.6	4.70580e+000	0.2	97.1
9	-2.15952e+000	4.6	4.66353e+000	0.2	97.2
17	-1.40266e+000	3.0	1.96745e+000	0.1	97.3
16	-9.20305e-001	2.0	8.46961e-001	0.0	97.4
12	-3.14599e-001	0.7	9.89724e-002	0.0	97.4
15	-1.84210e-001	0.4	3.39334e-002	0.0	97.4
13	1.48140e-001	0.3	2.19454e-002	0.0	97.4
4	6.31317e-002	0.1	3.98561e-003	0.0	97.4
10	6.29520e-002	0.1	3.96295e-003	0.0	97.4
5	3.07764e-002	0.1	9.47190e-004	0.0	97.4

i) Vedasi tabella seguente (spalla):

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input type="radio"/>
SLE (DM88)				<input type="radio"/>
altro				<input type="radio"/>

- j) Non pertinente per il tipo di intervento (non si interviene sull'impalcato del ponte e non ha senso la deformata della spalla).
- k) Verifica dell'impalcato del ponte con il programma WinStrad di Enexsys. Calcolo e verifica della spalla con ausilio di foglio di calcolo Excel.
- l) Si indica di seguito la verifica del carico limite della fondazione ed i massimi cedimenti attesi:

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N = $P_m + P_t + v + St_v + Sq_v$ (+ Sovr acc)		708.09	831.5	9 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T = $St_h + Sq_h + f - Sp$		187.74	187.7	4 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM = ΣM		1724.05	2168.	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M = $X_c \cdot N - MM$		223.21	118.2	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.04		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.09		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H2'$	sovraccarico stabilizzante	49.92		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.32	0.14	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.87	5.22	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	8.70		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	18.10		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	8.25		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

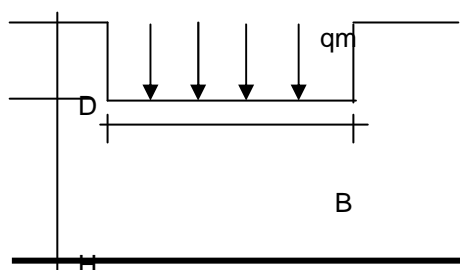
$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.48	0.48	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.40	0.40	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	307.01	332.8 2	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	------------	----------------------

FS carico limite	$F = \frac{N_{min}}{q_{lim} * B^* / N}$	2.11	>	1
	N_{max}	2.09	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	738.7	5	(kN/m)
M	165.5	2	(kNm/m)
$e = M / N$	0.22		(m)
B^*	5.05		(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione	$D =$	2.40	(m)
	$D / B^* =$	0.48	(m)
	$H_s / B^* =$	1.98	(m)

Carico unitario medio (q_m)	$q_m = N / (B - 2 * e) =$	140.1	
	$N / B^* =$	6	(kN/mq)

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 = 0.939$	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 = 0.66$	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^*$ $/ E = 3.97$	(mm)

La fondazione non è molto profonda e non presenta particolari problematiche o criticità.

S275J2G1W_COR-TEN (UNI EN ISO 10155)

Vengono installati negli appoggi della spalla di nuova realizzazione in numero di 2. Hanno dimensioni 300x400x52 e devono essere del tipo Neoarm di Fip Industriale o di caratteristiche equivalenti.

Gli interventi strutturali da realizzare nel ponte più rilevanti riguardano la realizzazione di una nuova spalla al posto della spalla realizzata con travi di legno e l'inserimento di nuovi appoggi sulle pile in aiuto agli appoggi esistenti.

La realizzazione della spalla si configura come un intervento di adeguamento ai sensi del D.M. 14/01/2008 e pertanto viene dimensionata come da Normativa per sopportare le sollecitazioni derivanti dall'analisi dinamica.

La spalla ha anche funzione di muro di contenimento della strada.

Vengono inseriti degli apparecchi d'appoggio strutturali in elastomero armato.

Nelle pile si interviene sugli appoggi. Le pile non denotano particolari problematiche e non sono oggetto di intervento.

A causa della difficoltà di intervento determinata dallo spessore a disposizione e dalla presenza di pile già esistenti vengono eseguite delle lavorazioni atte ad aumentare il

livello di sicurezza attuale. Attualmente vi sono delle travi in acciaio con sezione a doppia T che possono ribaltarsi in caso di sisma. L'intervento da realizzare si propone di evitare che tali travi ribaltino e si propone di aumentare la superficie di appoggio degli appoggi in caso di sisma. La realizzazione dei nuovi appoggi in aiuto a quelli esistenti (da realizzare in n. 4 appoggi del ponte sulle pile) si configura come un intervento locale ai sensi del D.M. 16/01/2008.

Dott. Ing. Giovanni Picone Chiodo



STUDIO DI GEOLOGIA E GEOTECNICA
DOTT. GEOL. MARIO ARENA
DOTT. GEOL. FABRIZIO BASSI
VIA DEGLI ORTI, 44
40137 BOLOGNA
Tel. +390519916328
gsm+39339/2290984;+39339/7773481
e-mail info@studioarenabassi.com

COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA

PROVINCIA DI BOLOGNA

***STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO E SISMICO PER
GLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA
DEL PONTE BAILEY SULLA SPONDA DESTRA
DEL TORRENTE SAMOGGIA
NEL COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA (BO)***

La Proprietà

Il professionista incaricato:



Maggio 2013

Indice

Introduzione	3
1. Premessa.....	3
1.1 Normativa di riferimento e bibliografia.....	3
1.2 Inquadramento topografico.....	4
2. Descrizione generale dell'area.....	4
Modello geologico.....	6
3. Geomorfologia.....	6
4. Geologia generale dell'area.....	6
4.1 Unità sedimentarie.....	7
4.2 Litologia.....	7
4.3 Idrologia superficiale.....	7
Piano di Indagine	8
Piano di Indagine	8
4.4 Prove penetrometriche dinamiche medie.....	8
4.5 Elaborazione delle prove eseguite	9
4.6 Parametri di resistenza al taglio e compressibilità	10
5. Stratigrafia di riferimento	10
Modello geotecnico	11
6. Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo	11
Valutazione dell'ampificazione sismica.....	13
7. Categorie di suolo	13
7.1 Categoria del suolo di fondazione	14
7.2 Stima dell'azione sismica	14
7.3 Vita nominale e classi d'uso.....	17
7.4 Spettro di risposta elastica	18
8. Misurazioni di noise sismico	19
Calcolo della resistenza di progetto.....	20
9. Capacità portante dei terreni.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
10. Verifica della capacità portante.....	21
10.1 Verifica agli stati limite ultimo	22
11. Stima teorica dei cedimenti.....	25
11.1 Fondazione a plinto	25
Conclusioni	26
Elenco delle tavole e degli allegati a fine testo.....	27

INTRODUZIONE

A seguito dell'incarico professionale ricevuto dall'Ing Picone Giovanni - si espone il presente studio geologico, geotecnico e sismico per interventi di manutenzione straordinaria del Ponte Bailey sulla sponda destra del Torrente Samoggia.

1. Premessa

È illustrata, pertanto, la presente relazione geologica e sismica è stata eseguita sviluppando i punti seguenti:

1) raccolta dei dati geologici presenti negli archivi degli uffici pubblici (Ufficio Tecnico del Comune di Anzola dell'Emilia, Ufficio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna) e dello scrivente;

2) rilevamento geomorfologico e idrologico, con descrizione della geologia generale, della stratigrafia, dell'idrogeologia e della litologia dell'area;

3) esecuzione di indagini geognostiche e simiche;

4) elaborazione ed interpretazione dei dati acquisiti per la ricostruzione del modello litostratigrafico del sottosuolo dell'area;

5) caratterizzazione geotecnica della successione stratigrafica;

6) individuazione della categoria di suolo della fondazione ai sensi del D.M. 14.01.08 e s.m.i.

7) scelta del sistema fondale e calcolo della capacità portante dei terreni.

Lo svolgimento delle attività suesposte ha permesso di descrivere lo stato dei luoghi, di valutare le condizioni geologiche s.l. e di fornire idonee raccomandazioni per l'intervento di progetto.

Il presente rapporto intende fornire i risultati del rilevamento svolto e delle prospezioni eseguite, accertare le caratteristiche litostratigrafiche, idrogeologiche e sismiche dei terreni, verificare le condizioni di stabilità dell'area e le eventuali interferenze tra l'intervento di progetto e le condizioni geologiche s.l..

1.1 Normativa di riferimento e bibliografia

Le considerazioni di seguito riportate fanno riferimento alla vigente normativa nel settore geotecnico e delle costruzioni, in particolare modo si evidenziano:

- *A.G.I. 1977* – “Raccomandazioni sulla progettazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- *D.M. 21 gennaio 1981* – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- *Circ. Dir. Centr. Tecn. n° 97/81* – “Istruzioni relative alle norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- *D.M. LL.PP. 11 marzo 1988* - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione”.
- *Circ. Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n° 30483* – “Istruzioni applicative al D.M. 11/03/88”.
- *EN (V) 1997* – “Eurocode 7, Part 3. Design assisted by in situ tests. CEN”.
- *EN (V) 1997* – “Eurocode 7, Part 1. Geotechnical design. CEN”.

- *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003* – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316/2003* – “Modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo”.
- *Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 settembre 2005* – Norme tecniche per le costruzioni.
- *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519/2006* – “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- *Decreto del Ministero delle Infrastrutture, 14 Gennaio 2008* – Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2 febbraio 2009, n. 617* – Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

La presente relazione espone i risultati di un’indagine geologica e sismica, le metodologie interpretative e le conclusioni da esse deducibili.

1.2 Inquadramento topografico

Il luogo é ubicato nel settore pianeggiante del territorio della Provincia di Bologna, nella valle del Torrente Samoggia, in destra idrografica.

La zona di studio, è rappresentata nelle seguenti Carte Tecniche della Regione Emilia Romagna:

- *Tavola 220 NO: toponimo “Castelfranco Emilia”, scala 1:25.000;*
- *Sezione 220020 toponimo “Manzolino”, scala 1:10.000;*
- *Elemento 220022 toponimo “Ponte Samoggia”, scala 1:5.000.*

Per la cartografia di riferimento si rimanda alla Tavola 1 e alla Tavola 2, raccolte a fine testo.

2. Descrizione generale dell’area

L’area di indagine, appartenente all’unità territoriale della pianura bolognese, è situata nella valle del Torrente Samoggia, in destra idrografica, ad una quota media di m 42,1 s.l.m..

Il sito è posto lungo l’attuale Strada Comunale Via Stradellazzo e Via Castelletto nel Comune di Anzola dell’Emilia, interamente al di fuori del perimetro del centro abitato, posizionato a Sud-Est del lotto di intervento (Figura 1).



Figura 1. Ripresa aerea dell'area d'indagine.

Il territorio interessa un deposito alluvionale quaternario i cui sedimenti sono stati messi in posto dall'attività di erosione e trasporto, prodotta nelle ultime decine migliaia di anni, dal Torrente Samoggia (Tavola 3).

MODELLO GEOLOGICO

Il modello geologico del sito è finalizzato alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

Il modello geologico sviluppato nella presente sezione risulta approfondito e corredato di indagini di superficie (rilevamenti di campagna) e profonde (prospezioni geognostiche) in funzione della tipologia dell'intervento di progetto.

Attraverso la definizione del modello geologico del sito sarà definito, nella sezione seguente, il modello geotecnico.

3. Geomorfologia

L'area di indagine, appartenente all'unità territoriale della pianura bolognese, è situata nella pianura del Torrente Samoggia in destra idrografica, ad una quota media di m 42,1 s.l.m..

L'area in oggetto è localizzata in corrispondenza di un deposito alluvionale rappresentato nella carta geologica riportata in Tavola 3 a fine testo e identificato col codice AES8a.

Questi depositi di pianura alluvionale sono caratterizzati da una crescita prevalentemente verticale, che testimonia la sovrapposizione stratigrafica di depositi di canale e di rotta di argine, a cui si intercalano sedimenti a tessitura argilloso-limosa più distanti dal corso d'acqua, dove le acque esondate dagli alvei, avendo già perso buona parte della loro velocità e quindi del loro carico più grossolano, depositano i sedimenti più fini. I corsi d'acqua scorrono pensili sulla pianura e sono di tipo rettilineo o meandri forme. Nelle vicinanze del canale i depositi sono di tipo sabbioso-limoso, procedendo verso aree più distali si passa a granulometrie più fini

4. Geologia generale dell'area

I depositi alluvionali del Torrente Samoggia si collocano all'interno dei sedimenti continentali tipici della Pianura Padana del margine appenninico.

Si tratta di un'alternanza di corpi grossolani e fini, messi in posto a seguito dell'attività di deposizione e trasporto del sistema dei corsi d'acqua.

La deposizione continentale superficiale è stata prodotta, dunque, dall'azione di trasporto e sedimentazione esercitata dal Torrente Samoggia nel corso dell'ultima decina di migliaia di anni.

I depositi alluvionali sono sedimenti clastici, ben classificati sotto il profilo granulometrico, costituiti da limi, sabbie e ghiaie, tra loro combinati secondo rapporti oggettivamente diversi, dipendenti dalle fasi cicliche di sedimentazione ed erosione del corso d'acqua afferente.

Va segnalato, infatti, che una caratteristica fondamentale di questi sedimenti è quella di

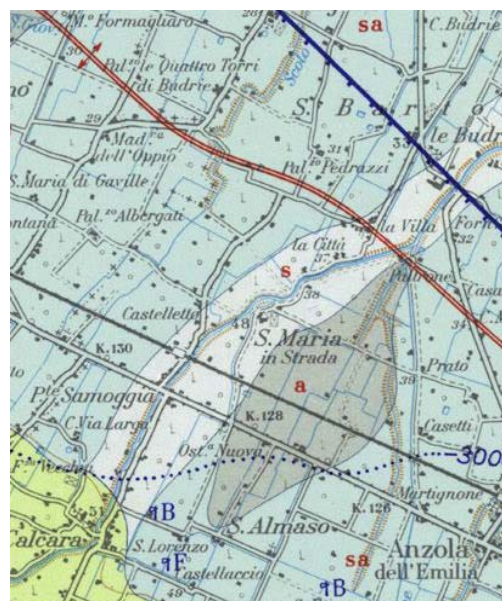


Figura 2. Estratto dalla Carta Geologica d'Italia

presentare rapide diversificazioni strutturali e tessiturali derivanti dalla loro caratteristica messa in posto che determina, localmente, superfici inclinate. Si ottengono, di conseguenza, orizzonti discontinui e lentiformi.

4.1 Unità sedimentarie

I terreni attraversati sono attribuibili all' Unità di Modena (AES 8a in Tavola 3). Si tratta di depositi intravallivi, terrazzati e di conoidi costituiti da ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua con un profilo di alterazione di esiguo spessore, aventi un'età di circa 10.000 anni (Olocene).

Per una visione di insieme della geologia dell'area di intervento e delle zone adiacenti si rimanda alla Tavola 3 a fine testo.

4.2 Litologia

Da un punto di vista strettamente litologico, nei pressi dell'area di studio affiorano:

- a** «Argille e terreni prevalentemente argillosi e di bonifica»
- s** «sabbie fluviali»
- sa** «argille sabbiose e sabbie argillose».

come esposto nella legenda della Carta Geologica d'Italia, Tavola, scala 1:100.000 (Figura 2).

4.3 Idrologia superficiale

Il sistema di raccolta delle acque superficiali è costituito da una linea di drenaggio principale, a direzione Sud Ovest -Nord Est e verso Nord Est, coincidente con il Torrente Samoggia e da linee di drenaggio secondari, a direzione Nord-Sud e verso Nord.

Nei pressi dell'area di studio le acque superficiali vengono drenate da un reticolo di fossi e scoli, legati all'attività agricola, che convogliano le acque superficiali nel Torrente Samoggia.

L'idrografia principale è regolata dalle direttrici di drenaggio, coincidenti con le linee di discontinuità presenti tra litotipi differenti o con le strutture tettoniche, e dalle zone di erosione sviluppatesi nelle tessiture fini. L'idrografia secondaria è di origine prevalentemente antropica: le acque tendono a defluire lungo direzioni coincidenti con il sistema di scoli, tipico delle aree agricole della zona, composto di piccoli fossi adiacenti alle zone coltivate, che raccolgono le acque di precipitazione eccessive per incanalarle verso i collettori principali.

PIANO DI INDAGINE

Lo scopo dell'indagine è stato quello di individuare le caratteristiche litologiche, i parametri fisico-meccanici e di resistenza al taglio dei terreni e la valutazione del parametro Vs 30 per l'identificazione della categoria del sottosuolo ai sensi del D.M. 14.01.2008.

A tal fine sono state eseguite:

- 3 prove penetrometriche dinamiche medie (DPM) spinte a rifiuto fino alla profondità massima di m 9,00;
- 1 indagine MASW per la valutazione del parametro Vs 30 (Allegato 2).
- 1 indagine geofisica eseguita con microtomografo a stazione singola (Allegato 2).

Le prospezioni sono state ubicate, limitatamente alle attuali condizioni del sito, in maniera tale da essere il più possibile rappresentative dell' area oggetto di intervento.

Nella mappa, facente parte della Tavola 4, si riportano le ubicazioni delle prospezioni svolte.



Figura 3. Penetrometro dinamico medio (DPM-30).

4.4 Prove penetrometriche dinamiche medie

Le prove penetrometriche dinamiche medie (DPM) sono state realizzate mediante attrezzatura meccanica di costruzione Pagani, tipo "Emilia", avente i seguenti requisiti costruttivi:

- punta a perdere con angolo di apertura del cono di 60°;
- diametro della punta di cm 3,57 (superficie di cm² 10);
- massa del maglio di kg 30;
- altezza di caduta di cm 20;
- aste metriche con diametro di mm 14 e massa di kg 2,4;
- rilievo del numero di colpi necessario per l'avanzamento;
- sistema di controllo della verticalità delle aste.

La metodologia di indagine (Figura 3) consiste nella registrazione del numero di colpi (N₁₀) necessari per l'avanzamento di cm 10 nel terreno della punta conica. La penetrazione è

indotta dalla caduta di un maglio, azionato da un sistema di rotazione ad asse orizzontale, battente su una piastra a contatto diretto con l'asta superiore.

Nei tabulati facenti parte dell'Allegato 1 si riportano i diagrammi forniti sia in forma grafica sia numerica. In particolare si riporta il valore (in MPa) della resistenza dinamica (Rpd), misurato ad intervalli di 10 cm di avanzamento. Essa fornisce i valori della resistenza offerta dal terreno alla penetrazione dinamica di una punta conica, con angolo di apertura di 60° ed area di 10 cm^2 , pari ad un diametro di 35,7 mm.

La rappresentazione dei dati strumentali acquisiti mediante la resistenza dinamica in funzione della profondità, consente di confrontare prove penetrometriche dinamiche eseguite con attrezzature differenti.

4.5 Elaborazione delle prove eseguite

La letteratura geotecnica è ricca di indicazioni riguardo all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche a punta meccanica.

È riconosciuto che quella fornita da *Schmertmann* (1978) è quella più applicabile ed attendibile: essa si basa sulla correlazione tra la resistenza alla punta (qc) e il rapporto tra quest'ultima e la misura della resistenza laterale espressa in percentuale (Rp/RI).

Ben diverso è il discorso relativo all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche, in quanto lo *standard* non è un universalmente riconosciuto e non esistono attestazioni ufficiali alla metodologia.

DPM1	Profondità (m da p.c.)	Litologia	Unità stratigrafica
	0,00 – 4,60	Argilla limosa	Deposito alluvionale in evoluzione
	4,60 – 5,40	Limo argilloso	Deposito alluvionale
	5,40 – 6,00	Limo argilloso sabbioso	
	6,00 – 6,60	Limo argilloso	
	6,60 – 8,30	Limo argilloso sabbioso	
	8,30 – 8,80	Sabbia limosa	
	8,80 – 9,00	Sabbia ghiaiosa limosa	

DPM2	Profondità (m da p.c.)	Litologia	Unità stratigrafica
	0,00 – 0,90	Argilla limosa	Deposito alluvionale in evoluzione
	0,90 – 2,40	Limo argilloso	Deposito alluvionale
	2,40 – 2,50	Sabbia ghiaiosa limosa	

DPM3	Profondità (m da p.c.)	Litologia	Unità stratigrafica
	0,00 – 0,80	Argilla limosa	Deposito alluvionale in evoluzione
	0,80 – 2,30	Limo argilloso	Deposito alluvionale
	2,30 – 2,40	Sabbia ghiaiosa limosa	

Tabella 1 Interpretazione litologica delle prove penetrometriche eseguite.

La prova consente, comunque, di discriminare con sufficiente precisione le variazioni tessiture (Tabella 1).

Esistono infatti correlazioni sperimentali che permettono di interpretare il dato acquisito (N_{10}) in funzione della resistenza dinamica alla punta, attraverso la nota formula degli Olandesi (*Sanglerat*, 1974).

Le prove eseguite hanno raggiunto la profondità massima di m 9,00 da p.c., attraversando terreni a granulometria variabile dalle argille limose ai limi argillosi e limi argillosi sabbiosi fino alle sabbie ghiaiose come risulta dall'interpretazione litologica.

Inoltre sono state applicate le correlazioni disponibili per la definizione dei parametri fisico-meccanici, di resistenza al taglio e di compressibilità.

4.6 Parametri di resistenza al taglio e compressibilità

La penetrazione della punta conica costituisce una prova rapida pertanto, secondo i tipi di terreni incontrati, i parametri stimati sono in condizioni non drenate.

Si ricavano, infatti, l'angolo di attrito interno " ϕ " per i terreni a tessitura media (sabbie), la coesione non drenata " C_u " per quelli a tessitura fine e finissima (limi e argille) e per entrambi il modulo confinato " M " come reciproco del coefficiente di compressibilità volumetrica " m_v " (Mitchell & Gardner, 1975).

5. Stratigrafia di riferimento

I dati raccolti nel corso dell'indagine geologica di superficie e delle prospezioni geognostiche sono stati elaborati ed interpretati al fine di ricostruire il modello geologico-geotecnico della zona.

La sintesi grafica del suolo e del primo sottosuolo dell'area è illustrata nella sezione stratigrafica allegata a fine testo (Tavola 5).

MODELLO GEOTECNICO

La modellazione geotecnica consiste nell'individuazione, in base al tipo di opera, delle caratteristiche chimico-fisiche e meccaniche del terreno necessarie alla definizione del modello geotecnico, alla definizione della sicurezza, della funzionalità in connessione alle prestazioni attese, alla durabilità ed alla robustezza dell'opera.

In funzione delle verifiche e dei calcoli geotecnici che rappresentano il comportamento dei terreni interessati dall'intervento di progetto, si realizza la modellazione geotecnica del sito. Nella presente sezione sono illustrate la verifica agli stati limite ultimo (SLU) e la verifica allo stato limite di esercizio (SLE): ossia i cedimenti e le distorsioni.

Il modello si completa con la scelta definitiva del piano di posa ottimale, della tipologia fondazionale e della metodologia di esecuzione dei lavori di carattere geologico (sbancamenti, realizzazione di opere di sostegno, ecc.), in funzione delle precedenti verifiche geotecniche.

6. Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo

In funzione dell'indagine geognostica condotta è possibile definire le caratteristiche di resistenza al taglio e compressibilità in funzione delle prove eseguite in campo.

La penetrazione della punta conica, infatti, costituisce una prova rapida, pertanto, secondo i tipi di terreni incontrati, i parametri stimati sono in condizioni non drenate. Si ricavano, infatti, l'angolo di attrito interno " ϕ " per i terreni a tessitura media (sabbie), la coesione non drenata " C_u " per quelli a tessitura fine e finissima (limi e argille).

I risultati delle prove sono sufficientemente congruenti tra loro ed il terreno è stato suddiviso in strati omogenei per litologia, caratteristiche fisico - meccaniche, parametri di resistenza al taglio e di compressibilità.

Nella

DPM3	Profondità (m)	Coesione non drenata c_u (Kg/cm ²)	Angolo di attrito ϕ' (°)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
	0,00 – 0,80	0,11	-	1,47	1,84
	0,80 – 2,30	0,24	-	1,57	1,85
	2,30 – 2,40	-	28	1,80	2,10

Tabella 2 sono illustrati i parametri di resistenza al taglio del sottosuolo in condizioni non drenate.

DPM1	Profondità (m)	Coesione non drenata c_u (Kg/cm ²)	Angolo di attrito ϕ' (°)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
	0,00 – 4,60	0,11	-	1,48	-
	4,60 – 5,40	0,35	-	1,77	2,03
	5,40 – 6,00	0,68	-	1,97	2,10
	6,00 – 6,60	0,42	-	1,83	2,05
	6,60 – 8,30	0,85	-	2,03	2,10
	8,30 – 8,80	-	24	1,78	2,08
	8,80 – 9,00	-	28	1,80	2,10

DPM2	Profondità (m)	Coesione non drenata c_u (Kg/cm ²)	Angolo di attrito ϕ' (°)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
	0,00 – 0,90	0,11	-	1,47	1,84
	0,90 – 2,40	0,24	-	1,60	1,86
	2,40 – 2,50	-	28	1,80	2,10

DPM3	Profondità (m)	Coesione non drenata c_u (Kg/cm ²)	Angolo di attrito ϕ' (°)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
	0,00 – 0,80	0,11	-	1,47	1,84
	0,80 – 2,30	0,24	-	1,57	1,85
	2,30 – 2,40	-	28	1,80	2,10

Tabella 2 Interpretazione geotecnica delle prove penetrometriche dinamiche medie.

VALUTAZIONE DELL'AMPIIFICAZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche.

Nella determinazione dell'azione sismica si deve valutare l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In mancanza di questi si può utilizzare la classificazione in categorie di suolo, già introdotta nell'EC8 e OPCM 3274.

7. Categorie di suolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione sono suddivise in due gruppi: il primo gruppo è diviso in 5 categorie (A, B, C, D, E) di profili stratigrafici, mentre il secondo gruppo comprende due categorie (S1, S2) per le quali sono richiesti studi speciali.

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica media $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa e coesione non drenata media $C_u > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < C_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 3. Categorie del suolo di fondazione.

I terreni classificati nelle categorie elencate sono caratterizzati da parametri sismici (V_{S30} , velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità) e da parametri geotecnici (N_{SPT} , numero di colpi della Standard Penetration Test) e C_u (coesione non drenata).

Nelle definizioni precedenti V_{S30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio.

7.1 *Categoria del suolo di fondazione*

Il sito è classificato sulla base del valore di V_{S30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{SPT} (per terreni prevalentemente granulari) ovvero di C_u (per terreni prevalentemente coesivi).



Il parametro V_{S30} caratteristico dell'area, ovvero la media pesata delle velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di profondità dal piano campagna, come prescritto dall'art. 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008, è stata valutata mediante un indagine sismica di tipo MASW (Figura 4), eseguita dal Dott. Geol. Riccardo Mari, con sede a Ferrara in via degli Armari 13/A. Dai risultati ottenuti è possibile assegnare una categoria di tipo C al suolo del sito, infatti il valore V_{S30} calcolato è di 207 m/s. Per la descrizione specifica del metodo di acquisizione dei dati e l'elaborazione degli stessi si rimanda all'Allegato 2 a fine testo.

Figura 4 Indagine MASW a 24 geofoni

7.2 *Stima dell'azione sismica*

L'Ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 ha introdotto la nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica, suddividendo in territorio nazionale in 4 zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g (accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A).

I valori convenzionali di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed assumono i valori riportati nella Tabella 4.

zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Tabella 4. Valori di accelerazione orizzontale in funzione della zona sismica.

Il Comune di Anzola dell'Emilia ricade nella zona sismica 3, cui corrisponde un'accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni minore o uguale di 0,15 g (Figura 5) che si traduce in un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta pari a 0,15 m/sec²

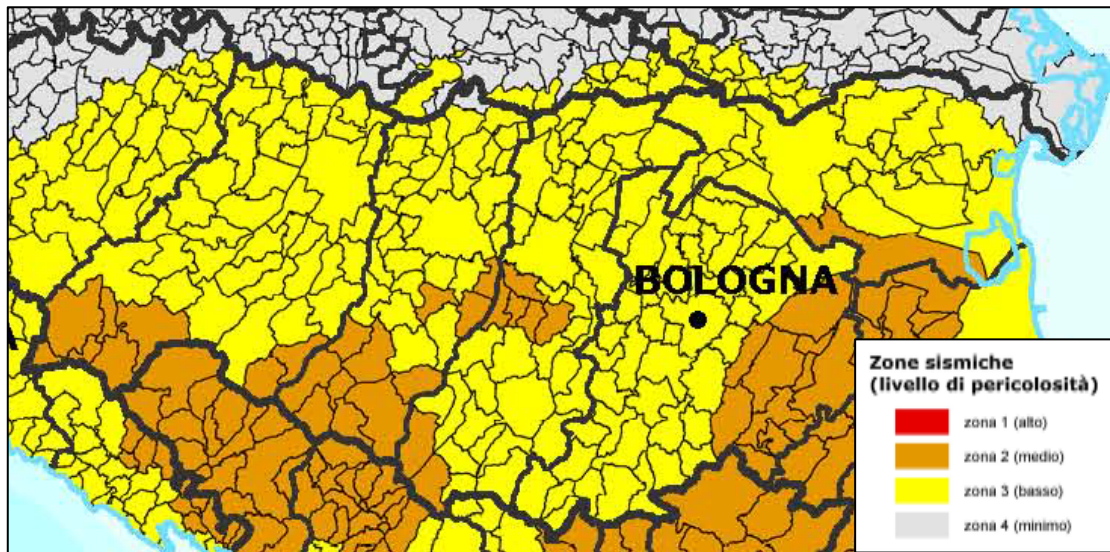


Figura 5. Nuova classificazione sismica (Ordinanza PCM 3274)

Nella Figura 6 è rappresentata la carta di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli molto rigidi.

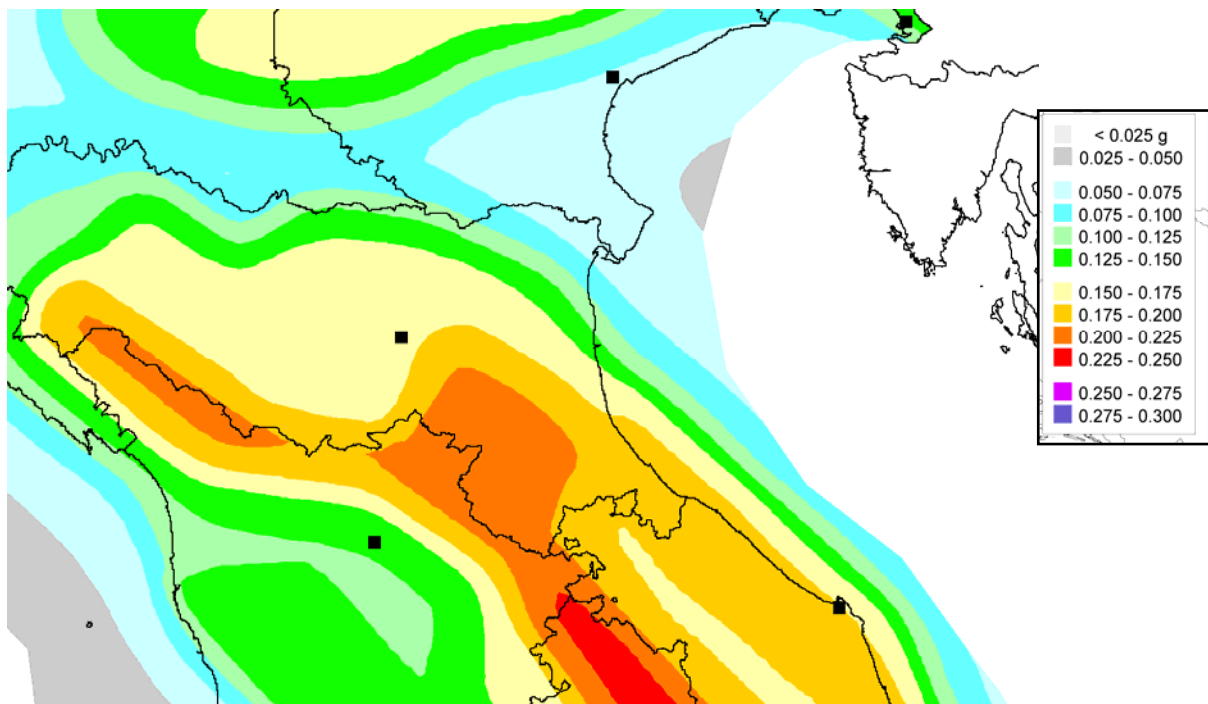


Figura 6. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale.

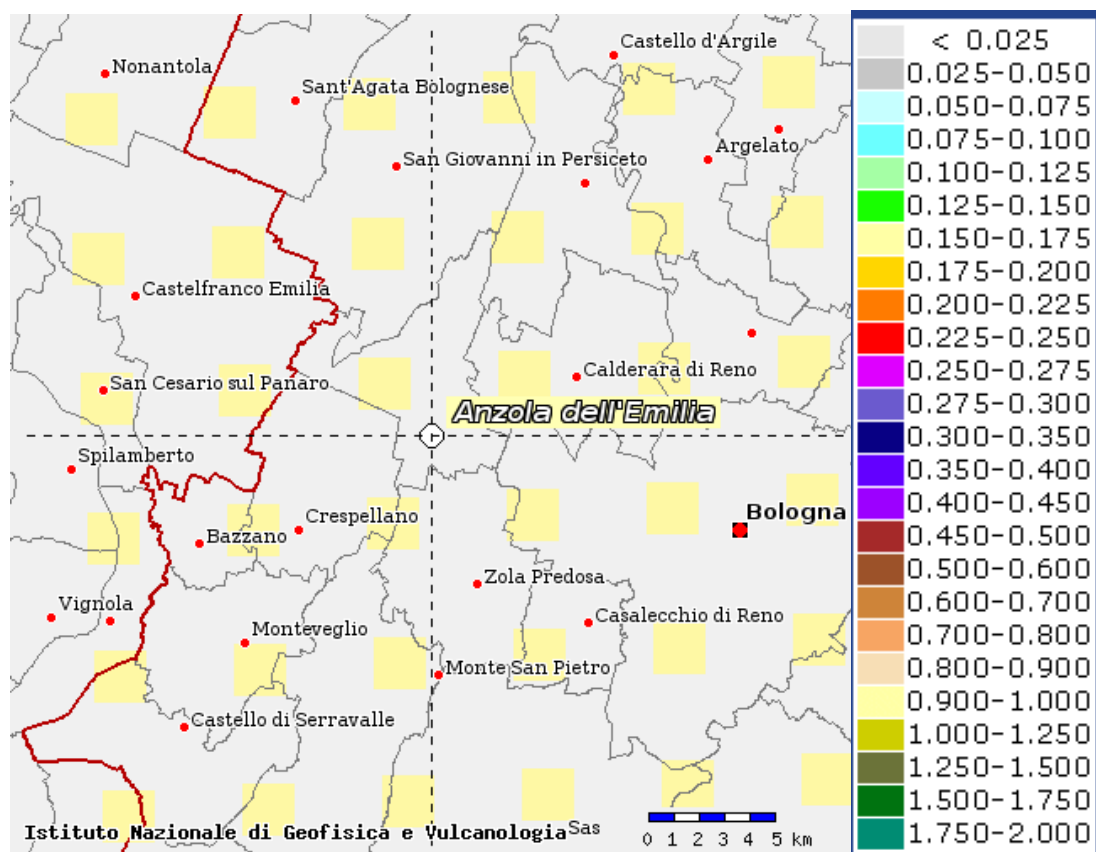


Figura 7. Pericolosità sismica per il Comune di Anzola dell'Emilia.

In funzione della pericolosità sismica il valore di accelerazione massima del suolo in esame è variabile da 0,150 a 0,175 m/sec² (Figura 7).

Ai fini dell'applicazione delle norme tecniche per la costruzione in zone sismiche, oltre a adottare il parametro a_g si deve considerare il fattore S , che è il coefficiente che tiene conto della categoria di suolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione

$$S = S_s \cdot S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 5) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 6).

Categoria suolo	S_s	C_c
A	1,00	0,40
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0$ $a_g/g \leq 1,20$	$1,10 (T^*c)^{*0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0$ $a_g/g \leq 1,50$	$1,05 (T^*c)^{*0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0$ $a_g/g \leq 1,80$	$1,25 (T^*c)^{*0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0$ $a_g/g \leq 1,60$	$1,15 (T^*c)^{*0,40}$

Tabella 5. Calcolo dei valori dei coefficienti S_s e C_c in funzione della categoria di suolo.

Il coefficiente S_T potrà assumere valori superiori a quelli indicati per tenere conto della morfologia del sito: inclinazione dei pendii, dimensione dei cigli, etc.

Nella Tabella 6 sono riportati i valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	1,0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,6

Tabella 6. Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T .

Per il caso in esame S è pari a 1,458.

7.3 Vita nominale e classi d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 7 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttive	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 7. Vita nominale V_N per diversi tipi di opere.

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 così definite:

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

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

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

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

Nel nostro caso si tratta di opera ordinaria con vita nominale di 50 anni e classe II.

7.4 Spettro di risposta elastica

Un modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è costituito dallo spettro di risposta elastico. Altro modello consiste nel descrivere il moto del suolo mediante accelerogrammi.

Il moto può decomporre in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti.

Nota la zona sismica di riferimento, il valore del coefficiente S_T ed il periodo (T_B ; T_C e T_D) è possibile determinare numericamente lo spettro di risposta elastico.

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima convenzionale del terreno fondale a_g che caratterizza il sito.

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nella Tabella 8 e nella Figura 8 sono riportati, in forma numerica e in forma grafica gli spettri di risposta elastici della componente orizzontale e verticale per la verifica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) ricavati in base al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 – NTC 2008.

Lon	Lat	a_g	F_0	T_C^*	T_B	T_C	T_D	S	F_V
11,1567	44,5720	0,163	2,419	0,297	0,155	0,465	2,265	1,458	1,332

Tabella 8. Valori dei parametri degli spettri di risposta elastici.

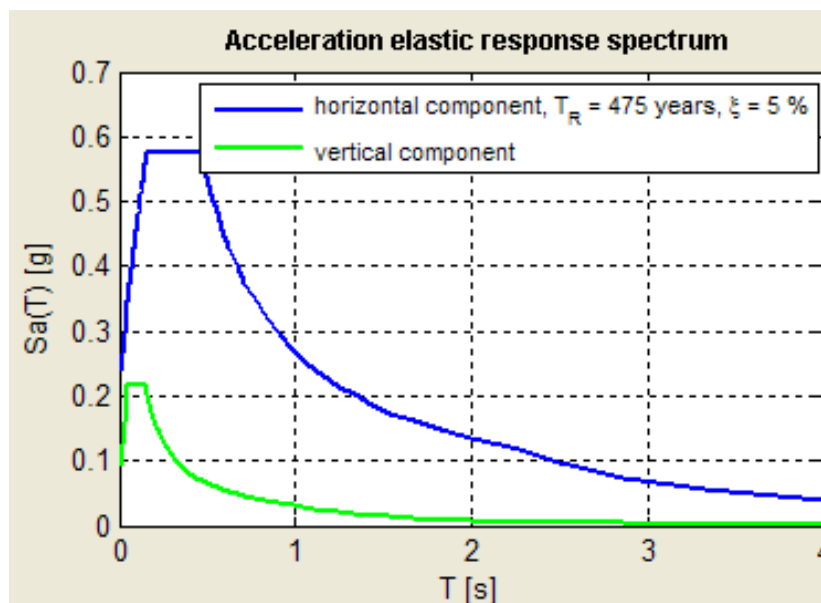


Figura 8. Spettri di risposta elastici della componente orizzontale (blu) e verticale (verde).

8. Misurazioni di noise sismico

Al fine di determinare le frequenze fondamentali di risonanza della struttura e del terreno di fondazione e di valutare eventuali interazioni suolo/struttura, sono state eseguite registrazioni di noise sismico a stazione singola, tramite tromografo digitale Tromino, costituito da tre velocimetri orientati, rispettivamente, nelle tre direzioni NS, EW e verticale.

Per i risultati delle indagini e la descrizione specifica delle attrezzature utilizzate si rimanda alla relazione tecnica (Allegato 2) redatta dal Dott. Geol. Riccardo Mari, con sede a Ferrara in via degli Armari 13/A, mentre nella presente sezione si segnala solamente la frequenza fondamentale di risonanza del terreno, valutata in $0,59 \pm 2,2\text{Hz}$ (Figura 9).

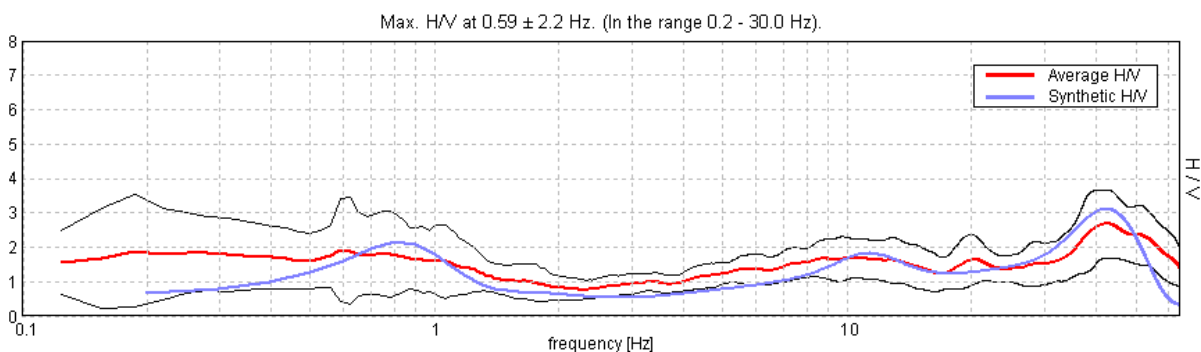


Figura 9. Rapporto spettrale tra le componenti orizzontali e verticali della misura effettuata sul terreno

CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

Il progetto prevede la sistemazione del ponte Bailey sulla sponda destra del Torrente Samoggia.

In considerazione delle caratteristiche fisico -meccaniche che contraddistinguono i terreni del primo sottosuolo e della tipologia di intervento, si ritiene che, per quanto in progetto, possa essere adottato un sistema fondale attestato ad una profondità di circa m 2,40 dal piano campagna.

Per le fondazioni superficiali ciò consentirà di superare i terreni di alterazione superficiale e di evitare che i terreni di fondazione risentano sensibilmente delle variazioni climatiche stagionali.

Qualora localmente nel corso degli scavi si evidenziassero, in corrispondenza del preventivato piano di posa delle fondazioni, volumi costituiti da terreni plastici o allentati, sarà indispensabile intervenire con piccole bonifiche che prevedano la sostituzione degli stessi con "magrone".

Di seguito si verifica la capacità portante dei terreni al previsto piano di posa delle fondazioni ed i cedimenti nel tempo.

9. Capacità portante dei terreni per fondazioni superficiali

La verifica della pressione ammissibile è eseguita secondo la teoria proposta da *Terzaghi*, basata sulle seguenti ipotesi:

- omogeneità ed isotropia del terreno;
- non resistenza del terreno agli sforzi tensionali di trazione;
- rigidità infinita della struttura di fondazione rispetto al terreno.

Si presume, inoltre, che il carico trasmesso risulti centrato rispetto al piano di posa della fondazione.

Per le considerazioni suddette la formula di *Brinch-Hansen* viene ad assumere la seguente struttura:

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

dove:

γ' = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

$N_{\gamma}; N_c; N_q$ = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

c' = coesione del terreno;

$q = (\gamma \times D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione;

$s_{\gamma}; s_c; s_q$ = fattori di forma della fondazione;

$d_c; d_q$ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

$b_{\gamma}; b_c; b_q$ = fattori di correzione sismici;

$Z_{\gamma}; Z_c; Z_q$ = fattori di correzione inerziale di tipo sismico;

$g_s; g_c; g_q$ = fattori di accelerazione sismica;

La capacità portante dei terreni è calcolata utilizzando i parametri di resistenza al taglio misurati nel corso delle penetrometrie dinamiche medie.

10. Capacità portante dei terreni per fondazioni profonde

Le fondazioni profonde differiscono da quelle dirette essenzialmente per il fatto che trasmettono il carico applicato in sommità a strati di terreno più profondi, più resistenti e meno compressibili. Una parte del carico è trasmesso per attrito lungo il fusto del palo, al di sopra della base di fondazione,

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

$$Q_{lim} = Q_p + \sum Q_{li}$$

Il calcolo della resistenza unitaria alla punta Q_p è eseguita secondo la teoria proposta da *Berezantzev*, il quale fa riferimento ad una superficie di scorrimento che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c N_c + \gamma L N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare).

La formula per il calcolo della capacità portante laterale con terreno argilloso e limoso in condizioni non drenate è:

$$Q_l = \alpha c_u A_l$$

Avendo indicato con:

α fattore di adesione, dipendente dal tipo di argilla, dal metodo di esecuzione del palo e dal materiale del palo stesso, valori variabili tra 0,2 e 1;

c_u coesione non drenata;

A_l superficie laterale del palo.

11. Verifica della capacità portante

La capacità portante dei terreni è calcolata utilizzando i parametri di resistenza al taglio misurati nel corso delle penetrometrie dinamiche medie, prendendo in esame un sistema fondale attestato ad una profondità di circa m 1,20 dal piano campagna e un sistema fondale attestato ad una profondità di circa 2,40 m.

Nel primo caso ci troviamo in presenza di terreni fini, quindi la verifica della capacità portante degli stessi è eseguita in condizioni non drenate (condizioni più critiche); in questo caso il valore dell'angolo attrito interno del terreno (φ) è considerato uguale a zero e la resistenza al taglio totale è affidata alla sola coesione non drenata (C_u), il cui valore può essere valutato in $0,24 \text{ Kg/cm}^2$, in funzione della consistenza rilevato nel corso dell'indagine geognostica.

Nel secondo caso il piano di fondazione è previsto su dei terreni grossolani; in questo caso il valore coesione non drenata (C_u) è considerato uguale a zero e la resistenza al taglio totale è affidata all'angolo di attrito interno del terreno (φ), il cui valore può essere valutato in 28° , in funzione della densità relativa rilevata nel corso dell'indagine geognostica.

11.1 Verifica agli stati limite ultimo

Lo stato limite ultimo (SLU) è la condizione superata la quale la struttura non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Lo stato limite ultimo è definito come lo stato al superamento del quale si ha il collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura.

Le verifiche possono essere attuate con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze, si tratta di un approccio deterministico dove le incertezze sono affrontate mediante coefficienti di sicurezza di natura statistica.

La verifica di sicurezza strutturale è quindi rappresenta mediante i valori caratteristici delle resistenze e delle azioni, definiti rispettivamente come i frattili inferiori delle resistenze e quelli tra i frattili (superiori o inferiori) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

La misura della sicurezza si ottiene allora, con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

$$R_d = f_i \left[\frac{R_{k,i}}{\gamma_{m,i}} \cdot \frac{1}{\gamma_{R,d}}; a_d \right]$$

$$E_d = f_2 [F_{i,d} \lambda_{F_i} \gamma_{E,d}; a_d; \psi_i]$$

dove:

R_d = resistenza di progetto della struttura, è una funzione dei valori caratteristici $R_{k,i}$ del terreno, diviso per un coefficiente parziale $\gamma_{m,i}$ (> 1) di sicurezza sulla resistenza del terreno, e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{R,d}$ che tiene conto delle incertezze nel modellare la resistenza ($\gamma_{R,d} > 1$);

E_d = effetto delle azioni di progetto, è una funzione del valore caratteristico di ciascuna azione $F_{k,i}$ moltiplicato per un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{F,i}$ e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{E,d}$ che tiene conto delle incertezze nel modellare le azioni e i loro effetti ($\gamma_{E,d} > 1$). E_d è anche funzione del coefficiente di combinazione per l'azione i -esima ψ_i .

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 9. Coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni.

I valori di progetto ad dei dati geometrici (dimensioni degli elementi) usati per valutare gli effetti delle azioni o le resistenze, sono assunti uguali ai valori nominali anom incrementati o ridotti (a seconda della condizione più gravosa) di possibili deviazioni Δa .

In particolare nel dimensionamento delle opere di fondazione e nelle verifiche di resistenza del terreno, le azioni sono quelle trasmesse dalle opere in elevato, affette dai rispettivi γ_F , mentre i parametri geotecnici caratteristici (angolo di attrito, coesione, etc.) sono trasformati in valori di calcolo mediante i coefficienti parziali riduttivi γ_m specificati nella tabella 9.

Quando l'azione è dovuta al terreno i parametri geotecnici caratteristici sono trasformati in valori di calcolo mediante i coefficienti amplificativi γ_F .

Parametro	Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_m	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan \phi'k$	$\gamma_{\phi'}=1,00$	$\gamma_{\phi'}=1,25$
Coesione efficace	$c'k$	$\gamma_{c'}=1,00$	$\gamma_{c'}=1,25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu}=1,00$	$\gamma_{cu}=1,40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_{\gamma}=1,00$	$\gamma_{\gamma}=1,00$

Tabella 10. Coefficienti parziali per i parametri del terreno.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ può essere effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 9, Tabella 10 e Tabella 11, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

VEFIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R= 1.0$	$\gamma_R= 1.8$	$\gamma_R= 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R= 1.0$	$\gamma_R= 1.1$	$\gamma_R= 1.1$

Tabella 11. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

RESISTENZA	SIMBOLO	PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA		
	γ_R	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

Tabella 12. Coefficienti parziali γ da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tabella 13, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in Tabella 9 deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 13. Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Nota al progettista l'effetto delle azioni di progetto e il corrispondente valore sarà possibile verificare se $E_d \leq R_d$, ossia se $E_d \leq 67,66$ kPa per una fondazione attestata a una profondità di circa m 1,2 e $E_d \leq 252,03$ kPa per una fondazione con piano di posa a m 2,4.

Approccio	Combinazione	Carico limite (Kg/cm ²)	
		p.p. a 1,2 m	p.p. a 2,4 m
1	(A1+M1+R1)	1,59	8,25
1	(A2+M2+R2)	0,73	2,57
2	(A1+M1+R3)	0,69	3,58

Tabella 14. Valori di resistenza di progetto R_d per una fondazione a plinto con il piano di posa a m 1,20 e a m 2,40.

Per i valori di R_d calcolati per due tipologie di pali alla stessa profondità si rimanda alla Tabella 15.

Palo	Diametro (m)	Profondità (m)	Rd (t)		
			A1+M1+R1	A2+M2+R2	A1+M1+R3
1	0,20	3,00	4,36	1,85	3,45
2	0,30	3,00	8,55	3,59	6,65
3	0,40	3,00	14,07	5,81	10,86

Tabella 15. Valori di resistenza di progetto R_d per pali trivellati di fondazione.

12. Stima teorica dei cedimenti

In base alle prospezioni eseguite è possibile eseguire una stima dei cedimenti primari, cui è sottoposto il terreno, a seguito della variazione dello stato tensionale iniziale, conseguente al carico dell'edificio.

La valutazione dei cedimenti è stata calcolata in funzione della pressione ammissibile, delle dimensioni e della tipologia della fondazione corrispondente.

Nel caso specifico, disponendo di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche, per la stima dei cedimenti è possibile applicare il metodo di *Burland & Burbidge* (1985), nel quale è correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N_c della prova penetrometrica dinamica.

12.1 Fondazione a plinto

In considerazione delle caratteristiche del sottosuolo, dei carichi di progetto e la tipologia fondazionale prevista è possibile verificare i cedimenti corrispondenti di progetto, nonché quelli relativi alla pavimentazione del fabbricato.

Nel caso di fondazione a plinto (ipotizzando una larghezza $B = 1,00$ m , una lunghezza $L = 6,00$ m e una profondità $H=1,20$ m) per un carico massimo di $0,50$ kg/cm² (49,03 kPa), si valuta un cedimento totale massimo di 21 mm.

CONCLUSIONI

Nel presente rapporto è stato evidenziato lo stato geologico e geomorfologico locale, la circolazione idrica superficiale e profonda, la successione stratigrafica di riferimento, le caratteristiche naturali dei terreni del primo sottosuolo e la categoria sismica del suolo.

In base alle indagini eseguite *in situ*, è stato calcolato il valore del carico ammissibile e sono stati stimati i cedimenti relativi.

Dall'indagine geologico-tecnica e sismica eseguita si ritiene compatibile l'intervento di progetto in relazione alle condizioni evidenziate nel presente documento.

Il giudizio di fattibilità dell'intervento è dunque positivo.

Lo scrivente resta a disposizione per ogni caso dubbio o chiarimento.

Bologna, 18 maggio 2013

Dottor Mario Arena

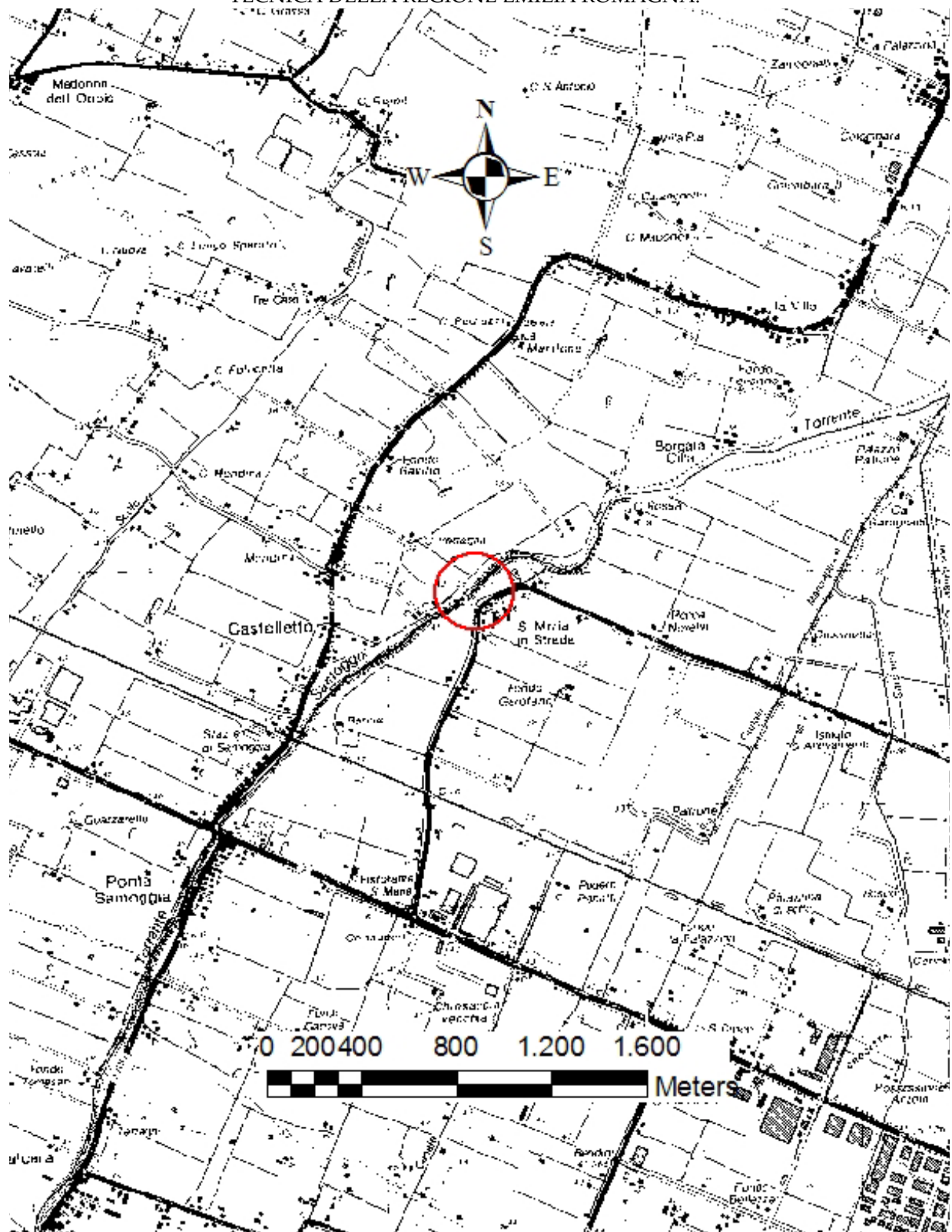


Elenco delle tavole e degli allegati a fine testo

Area di indagine - Estratto dalle Tavole 220 NO "Castelfranco Emilia" della carta tecnica della Regione Emilia Romagna.....	28
Area di indagine – Estratto dall'Elemento 220022 "Ponte Samoggia" della carta tecnica della Regione Emilia Romagna.	29
Carta geomorfologica.....	30
Ubicazione dei punti di indagine geognostica.....	31
Sezione stratigrafica.	32
Tabulati e tracciati delle prove penetrometriche dinamiche medie eseguite.	33
Indagine MASW per la stima del parametro V_s 30.	37

Tavola 1.

AREA DI INDAGINE - ESTRATTO DALLE TAVOLE 220 NO "CASTELFRANCO EMILIA" DELLA CARTA TECNICA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA.

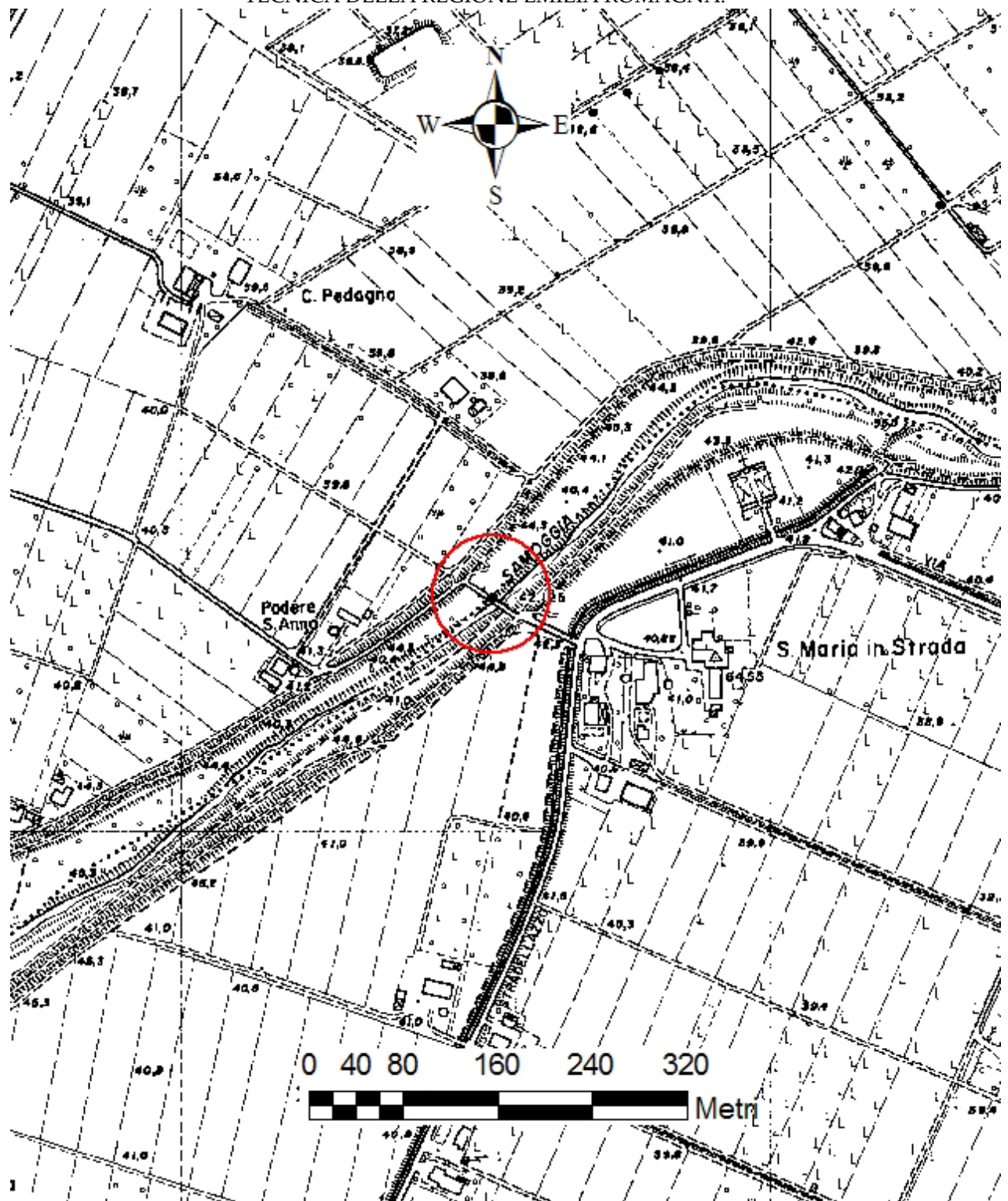


SCALA 1:25.000

Studio geologico, geotecnico e sismico per gli interventi di manutenzione straordinaria del ponte Bailey sulla sponda destra del Torrente Samoggia nel Comune di Anzola dell'Emilia (BO).

Tavola 2.

AREA DI INDAGINE – ESTRATTO DALL'ELEMENTO 220022 "PONTE SAMOGGIA" DELLA CARTA
TECNICA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA.



SCALA 1:5.000

Tavola 3
CARTA GEOMORFOLOGICA.



LEGENDA

- AES8 - Subsistema di Ravenna
- AES8a - Unità di Modena

SCALA 1:5000

Studio geologico, geotecnico e sismico per gli interventi di manutenzione straordinaria del ponte Bailey sulla sponda destra del Torrente Samoggia nel Comune di Anzola dell'Emilia (BO).

Tavola 4
UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE GEOGNOSTICA.



Scala 1:500

Studio geologico, geotecnico e sismico per gli interventi di manutenzione straordinaria del ponte Bailey sulla sponda destra del Torrente Samoggia nel Comune di Anzola dell'Emilia (BO).

Tavola 5
SEZIONE STRATIGRAFICA.

Allegato 1

TABULATI E TRACCIATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE MEDIE ESEGUITE.

Allegato 2
INDAGINE MASW PER LA STIMA DEL PARAMETRO V_s 30.

ANZOLA EMILIA, VIA STRADELLAZZO PONTE 1

Strumento: TRZ-0153/01-11

Inizio registrazione: 09/05/13 15:41:57 Fine registrazione: 09/05/13 16:01:57

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00". Analizzato 88% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

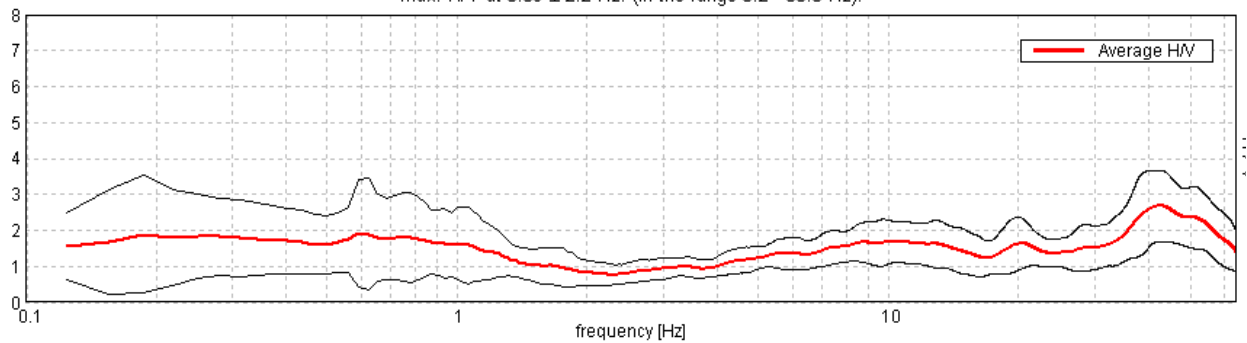
Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

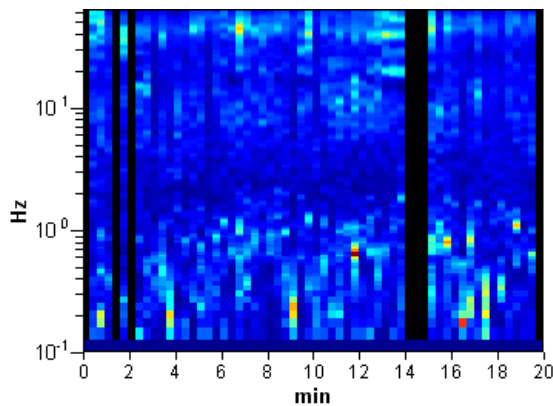
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

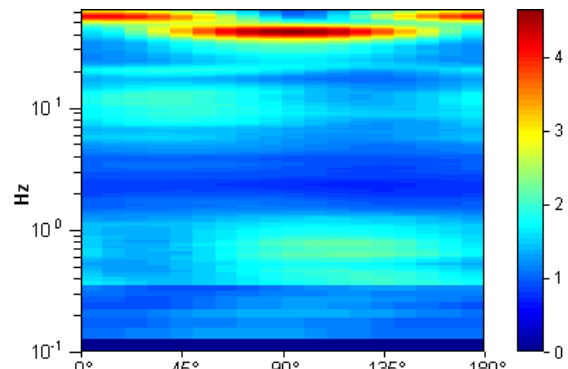
Max. H/V at 0.59 ± 2.2 Hz. (In the range 0.2 - 30.0 Hz).



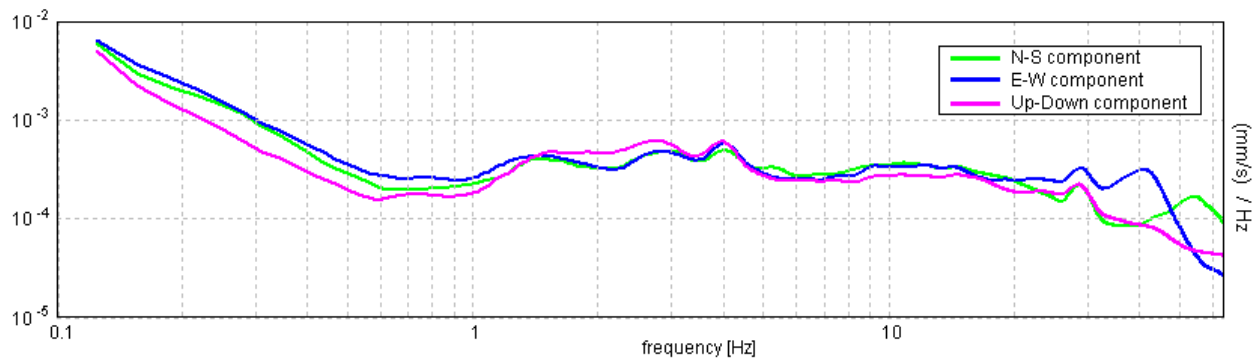
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V

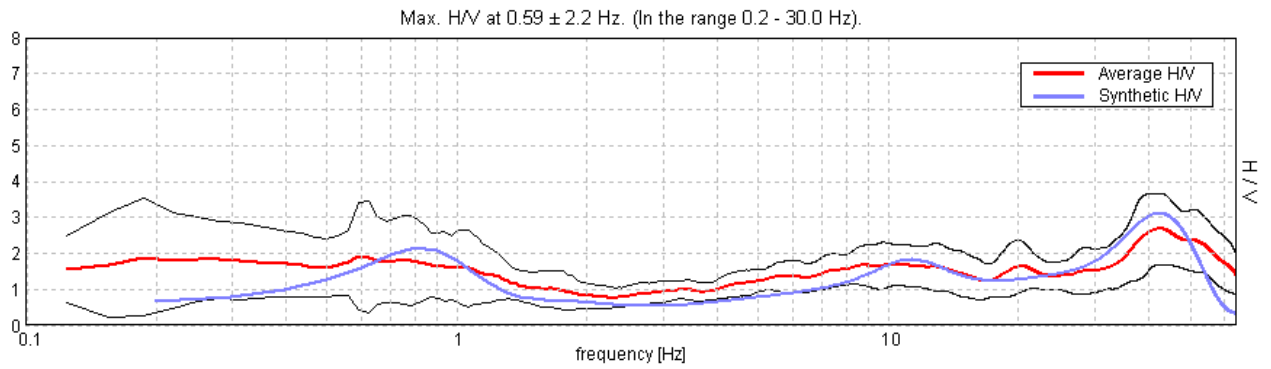


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



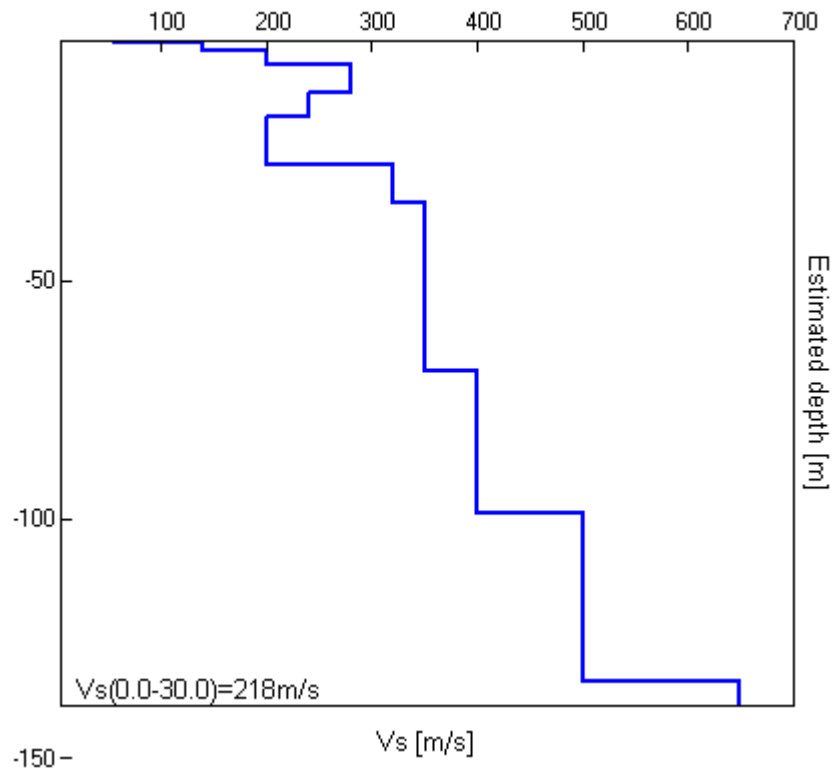
Studio geologico, geotecnico e sismico per gli interventi di manutenzione straordinaria del ponte Bailey sulla sponda destra del Torrente Samoggia nel Comune di Anzola dell'Emilia (BO).

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.35	0.35	55	0.35
1.85	1.50	140	0.35
4.85	3.00	200	0.35
10.85	6.00	280	0.35
15.85	5.00	240	0.35
25.85	10.00	200	0.35
33.85	8.00	320	0.35
68.85	35.00	350	0.35
98.85	30.00	400	0.35
133.85	35.00	500	0.35
inf.	inf.	650	0.35

$V_s(0.0-30.0)=218\text{m/s}$



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 0.59 ± 2.2 Hz (nell'intervallo 0.2 - 30.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.59 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$629.4 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 30	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.781 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$1.92 > 2$		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 1.82457 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$1.08334 < 0.08906$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.7423 < 2.0$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Il presente documento, denominato
"STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICA E SISMICO PER GLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA
DEL PONTE BAILEY SULLA SPONDA DESTRA DEL TORRENTE SAMOGGIA NEL COMUNE DI ANZOLA
DELL'EMILIA (BO)

è stato preparato dal Dott. Geol. Mario Arena, con la collaborazione di:

Dott. Geol. Fabrizio Bassi per l'assistenza tecnica di cantiere, l'archiviazione, l'elaborazione numerica e
grafica dei dati;

si compone di 26 pagine di testo, 5 tavole e 2 allegati per 47 fogli complessivi.

Elab. 5

COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA
COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO
PROVINCIA DI BOLOGNA

STAZIONE APPALTANTE
COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA

Interventi di manutenzione straordinaria
del Ponte Bailey sul torrente Samoggia

DISCIPLINARE DESCRITTIVO E PRESTAZIONALE
DEGLI ELEMENTI TECNICI

Bologna, giugno '13

Studio Tecnico
Dott. Ing. Giovanni Picone Chiodo
Via Marco Emilio Lepido, 367 - 40132 Bologna
e-mail: ing.picone@gmail.com
Tel./Fax: 051402652

Prescrizioni tecniche opere strutturali

- 1.A. Generalità*
 - 1.B. Materiali da impiegare*
 - 1.C. Carichi di progetto*
 - 1.D. Strutture di fondazione*
 - 1.E. Opere in carpenteria metallica*
 - 1.F. Opere di sicurezza*
 - 2.A. Generalità*
 - 2.B. Materiali*
 - 2.B.1. Inerti*
 - 2.B.2. Acqua*
 - 2.B.3. Cemento*
 - 2.B.4. Additivi*
 - 2.C. Acciai per armatura*
 - 2.D. Casseforme*
 - 2.E. Armature: confezionamento e posa in opera*
 - 2.F. Confezionamento e trasporto del calcestruzzo*
 - 2.G. Posa in opera del calcestruzzo*
 - 2.H. Riprese di getto*
 - 2.I. Protezione dei getti (curing)*
 - 2.J. Tolleranze relative alle strutture eseguite in opera*
 - 2.K. Disarmo*
 - 2.L. Controlli*
 - 2.M. Malte per ancoraggi e sigillature*
 - 4.A. Materiali*
 - 4.A.1. Prodotti laminati a caldo d'uso generale*
 - 4.A.2. Bulloni e perni*
 - 4.B. Prescrizioni di esecuzione*
 - 4.B.1. Unioni saldate*
 - 4.B.2. Unioni bullonate*
 - 4.C. Protezione dalla corrosione*
 - 4.D. Qualità e controlli delle unioni*
 - 4.D.1. Unioni saldate*
 - 4.D.2. Unioni bullonate*
 - 5.A. Scavi*
 - 5.B. Rinterri*
 - 5.C. Demolizioni*
 - 5.D. Rilievi particolareggiati e tracciamenti*
- 7 PAVIMENTAZIONI**
- 1.0 GENERALITÀ**
 - 1.1 STRATI DI FONDAZIONE**
 - 1.1.1 - Fondazione stradale in misto granulometricamente stabilizzato*
 - 1.1.1.1 Fondazione eseguita con materiale proveniente da cava, da scavi o da depositi*
 - 1.1.1.2 Modalità esecutive*
 - 1.1.2.1 Caratteristiche dei materiali da impiegare*
 - 1.1.2.1.1 Inerti*
 - 1.1.2.1.3 Acqua*
 - 1.1.2.1.5 Modalità esecutive*
 - 1.1.2.1.5.1 Confezione delle miscele*
 - 1.1.2.1.5.2 Posa in opera*

1.1.2.1.5.3 Protezione superficiale
1.1.2.1.5.4 Requisiti di accettazione
1.2 STRATO DI BASE
1.2.1 Generalità
1.2.1.1 Inerti
1.2.1.2 Legante
TABELLA “BITUMI DI BASE” BITUME “A” BITUME “B”
1.2.1.3 Miscela
1.2.1.4 Formazione e confezione delle miscele
1.2.1.5 Posa in opera delle miscele
1.3 STRATI DI COLLEGAMENTO (BINDER) E DI USURA
1.3.1 Generalità
1.3.1.1 Inerti
1.3.1.2 Legante
1.3.1.3 Miscela
1.3.1.4 Controllo dei requisiti di accettazione
1.3.1.5 Formazione e confezione degli impasti
1.3.1.6 Attivanti l'adesione
1.4 TRATTAMENTI SUPERFICIALI
1.4.1 Generalità
1.4.1.1 Trattamento con emulsione a freddo
1.4.1.2 Trattamento con bitume a caldo
1.4.1.3 Trattamento a caldo con bitume liquido
8.A. Apparecchi d'appoggio

1. SPECIFICHE GENERALI RELATIVE ALLE OPERE STRUTTURALI
1.A. Generalità

Fanno parte di questo intervento tutte le opere strutturali necessarie per le opere di manutenzione straordinaria sul Ponte Bailey sul Torrente Samoggia in contrada Santa Maria in Strada che unisce i comuni di San Giovanni in Persiceto e Anzola dell'Emilia.

Si tratta della realizzazione di una nuova spalla (lato Santa Maria in Strada), dell'aumento della sicurezza degli appoggi sulle pile con nuove travi in ferro, nuova pavimentazione in lamiera e nuovi parapetti in grigliato.

La costruzione e la messa in opera delle strutture ed in genere tutte le operazioni che attengono la statica dovranno essere attuate nel pieno rispetto delle leggi e delle normative vigenti.

In particolare dovrà farsi costante riferimento a:

- Legge 5.11.1971 n. 1086 "Disciplina per le opere in conglomerato cementizio armato" e s.m.i.

- D.M. 14.01.2008 - Norme tecniche per le costruzioni" e successive circolari

Per quanto non in contrasto con la normativa suddetta, si potrà inoltre far riferimento a:

- UNI EN 1992-1-1" Eurocodice 2: Progettazione delle strutture cementizie.

- UNI EN 1993-1-1" Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio.

1.B. Materiali da impiegare

- STRUTTURE IN C.A. IN OPERA:

- Calcestruzzo per magrone: Classe C12/15

- Calcestruzzo per fondazioni: Classe C25/30

- Acciaio per C.A. Classe B450C

- CARPENTERIA METALLICA: S275 (UNI EN ISO 10025)

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

ALTRE CARATTERISTICHE

- Limite di snervamento al taglio: uguale al limite di snervamento a trazione

- Resistenza al taglio: 70% della resistenza a trazione

- Modulo di elasticità: 19.600 - 21.000 Kg/mm²

- ACCIAIO PER PARAPETTI S275J2G3 (zincato e verniciato in tinte ferro micacee)

- BULLONI TSCE Classe 10.9 (UNI EN ISO 898-1) muniti di rondella isolante in neoprene

- SALDATURE per COR_TEN B
A5.5 E 8018-G

filo: AWS A5. 29 - E81 T1-GM elettrodo: AWS

1.C. Carichi di progetto

Oltre al peso proprio delle strutture sono previsti i carichi come indicati nelle tavole di progetto:

1.D. Strutture di fondazione

Le fondazioni saranno gettate in opera con l'ausilio di casserature.

Il sistema fondazionale è costituito da una platea collegata con la spalla / muro di contenimento e in grado di reagire alle sollecitazioni risultanti ai piedi della struttura.

1.E. Opere in carpenteria metallica

La pavimentazione è costituita da lamiera striata di spessore $S=5$ mm.

Vengono sostituite le traverse tipo IPE 240 come da indicazione della D.L.

Vengono realizzati i morsetti di bloccaggio mancanti tra le traverse e la trave reticolare.

Vengono realizzati i parapetti in grigliato maglia 34x38 con piatto portante 25x2

1.F. Opere di sicurezza

Le opere di sicurezza sono descritte nel piano di sicurezza.

2. LAVORI IN CALCESTRUZZO ARMATO

2.A. Generalità

Il calcestruzzo deve di preferenza essere acquistato confezionato con processo industrializzato dotato di sistema di controllo della produzione conforme alla norma UNI EN ISO 9001:2000, certificato da organismi terzi operanti in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006, autorizzati dal STC del Ministero dei LL.PP. sulla base dei criteri di cui al DM 9/5/2003 n.156. Ogni fornitura di calcestruzzo dovrà essere accompagnata da documentazione attestante le sue caratteristiche e riportante gli estremi della certificazione di cui sopra.

Qualora invece il calcestruzzo sia confezionato in cantiere, ai sensi dell'ultimo comma del DM 14/01/2008, dovranno essere rispettate tutte le prescrizioni degli art. 11.2.9.1, 11.2.9.2, 11.2.9.3, 11.2.9.4 e 11.2.9.5 e, per quanto non in contrasto, le regole di cui al paragrafo seguente.

2.B. Materiali

I materiali dovranno disporre delle caratteristiche previste dalle norme tecniche vigenti ed essere di provenienza definita e preferibilmente costante.

Essi dovranno risultare corrispondenti a quanto indicato nelle presenti specifiche ed in ogni caso dovranno essere di primissima scelta.

2.B.1. Inerti

Devono avere resistenza a compressione nettamente superiore a quella massima prevista per il conglomerato.

Gli inerti devono essere suddivisi nel numero di classi granulometriche sufficiente a garantire costantemente il rispetto della curva granulometrica definitiva per i diversi tipi di getto, dichiarata dall'appaltatore all'inizio dei lavori.

Gli inerti naturali o di frantumazione devono essere costituiti da elementi non gelivi, non scistososi, privi di parti friabili, polverulenti, terrose o di sostanze comunque nocive alla conservazione delle armature o che possano interagire con il cemento.

Dovranno, in particolare, essere evitati elementi alcali reattivi.

La ghiaia od il pietrisco (parte che rimane quasi completamente (90% in peso) sopra ad un crivello a fori rotondi del diametro di 5 mm), devono avere dimensioni massime commisurate ai vuoti tra le armature e tra le casseforme, per permettere un buon assestamento del getto.

La sabbia è costituita da grani resistenti non provenienti da roccia decomposta o gessosa. Sarà scricchiolante alla mano, non lascerà tracce di sporco, non conterrà materie organiche melmose o comunque dannose, sarà lavata con acqua dolce, se necessario, per eliminare materie nocive.

La dimensione massima degli inerti sarà la maggiore possibile, in relazione alle caratteristiche del getto, delle dimensioni degli elementi strutturali, della reciproca distanza delle barre di armatura, della distanza di queste dal cassero; il diametro massimo degli inerti non deve comunque superare lo 0.6-0.7 della distanza minima tra due ferri contigui, ed in ogni caso deve sempre restare inferiore ad 1/5 della minima dimensione della struttura.

Tutti gli aggregati dovranno essere non gelivi (UNI 8520/20)

2.B.2. Acqua

Deve essere limpida, non contenente sali in percentuali dannose e non essere aggressiva. Il suo ph sarà compreso fra 6 e 8. La torbidezza non deve superare il 2%.

In particolare, poiché la presenza di sali solubili può dar luogo ad efflorescenze, non si ritiene accettabile acqua d'impasto che presenti un contenuto di sostanze organiche e/o argillose superiore a 2 g/l, di solfati (espressi come da NaSO) superiore a 1 g/l, di carbonati e bicarbonati alcalini (espressi come CaCO) superiore a 1 g/l, di carbonati e bicarbonati di calcio e magnesio (espressi come CaCO) superiore a 0.35 g/l e di cloruri (espressi come NaCl) superiore a 0.5 g/l.

Non è parimenti accettabile acqua che presenti un contenuto di bicarbonato di calcio e magnesio inferiore 0.04 g/l (espressi come CaCO) con un contenuto di CO inferiore a 0.05 g/l ovvero inferiore a 0.02 g/l con un contenuto di CO inferiore a 0,01 g/l.

L'acqua per la stagionatura deve essere parimenti esente da sostanze nocive.

2.B.3. Cemento

Deve essere scelto in relazione alle caratteristiche costruttive dell'opera ed a quelle ambientali, avendo anche considerato sia il calore di idratazione ed i conseguenti fenomeni di ritiro, sia l'eventuale aggredibilità da parte dell'ambiente esterno e l'eventuale interazione con gli inerti di cui si prevede l'impiego.

Dovranno comunque impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia (legge 26 maggio 1965, n. 595) e dai D.M. 14 gennaio 1966 e 3 giugno 1968 "caratteristiche tecniche e requisiti dei leganti idraulici" e "Norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei leganti idraulici" e dovranno essere inoltre di tipo previsto dalla normativa italiana AITEC.

Il prodotto deve essere accompagnato da certificazione di prova fisica a flessione e compressione, effettuata su normale malta plastica.

2.B.4. Additivi

Gli eventuali additivi, conformi alla norma UNI EN 934-2, dovranno essere tali da non pregiudicare, se aggiunti nelle condizioni previste e secondo le modalità indicate dal fornitore, le altre qualità richieste per il conglomerato e da non costituire pericolo per le armature metalliche.

In generale la composizione degli additivi, la relativa dosatura ed i motivi per cui se ne è deciso l'impiego (ed in particolare se il loro uso è condizionato a motivi di carattere statico/costruttivo generale od a motivi di getto in condizioni stagionali avverse),

devono essere preventivamente comunicati alla D.L., insieme alla provenienza che deve essere di primaria ditta del settore.

2.C. Acciai per armatura

Tutte le armature sono previste in acciaio B450C con certificazione di controllo in stabilimento in conformità a quanto prescritto all'art 11.3 del DM 14.01.2008.

Per ogni partita di materiali l'appaltatore dovrà presentare il certificato di qualificazione e di collaudo in stabilimento completati con il riferimento al documento di trasporto all'eventuale commerciante intermedio e il documento di trasporto in cantiere, gli eventuali certificati dei controlli sistematici e su singola colata in stabilimento, nonché delle prove eseguite presso laboratori ufficiali.

2.D. Casseforme

Le casseforme possono essere metalliche, in legno od in plastica a scelta dell'appaltatore. Tutte le casseforme devono essere realizzate in modo da risultare impermeabili e sufficientemente rigide per resistere, senza apprezzabili deformazioni, alle sollecitazioni cui vengono sottoposte.

La superficie interna delle casseforme, sia di legno sia metalliche, deve essere liscia, pulita e trattata in maniera da non provocare distacchi di conglomerato cementizio sulla superficie delle strutture durante il disarmo, sbrecciature di spigoli o fuoriuscite di malta.

Le eventuali legature metalliche saranno montate entro tubi in plastica, di colore simile a quello del calcestruzzo, in modo da poter essere rimosse al momento della scasseratura e verranno posizionate, per quanto possibile, in corrispondenza dei giunti delle casseforme.

Eventuali sbadacchi o irrigidimenti all'interno delle casseforme, dovranno essere metallici e dovranno essere montati in modo da non essere affioranti alla superficie dei getti, ma dovranno distare da questa non meno di quanto indicato per il ricoprimento delle barre di armatura.

Prima dell'uso, le casseforme verranno bagnate con acqua e spalmate con uno strato sottile ed uniforme di disarmante che non deve comunque disturbare l'azione di presa e indurimento del calcestruzzo.

I sostegni delle casseforme devono essere realizzati in modo tale che, in sede di disarmo, le strutture risultino caricate con opportuna gradualità, evitando ogni effetto dinamico.

2.E. Armature: confezionamento e posa in opera.

Le armature metalliche dovranno essere poste in opera nella posizione progettata, legate agli incroci con filo di ferro e tenute in posto, se necessario, mediante puntelli e sostegni provvisori. I ferri sporchi e unti o notevolmente ossidati, devono essere accuratamente puliti prima della collocazione in opera. E' vietato porre in opera barre eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali che ne menomino la resistenza, o ricoperte da sostanze che possano ridurre l'aderenza al conglomerato. I ferri non debbono essere piegati a caldo. Le piegature devono avvenire intorno a mandrini di diametro non inferiore a 6 volte il diametro delle barre, se questo è inferiore a 20 mm, a 8 volte se superiore.

La distanza mutua tra due ferri (interferro) nelle sovrapposizioni non deve superare i 4 diametri, salvo ove sui disegni di progetto siano espressamente indicati valori meno cautelativi.

Non è consentito, per i diametri superiori a 18 mm, l'impiego di barre che siano state piegate per il trasporto e successivamente raddrizzate.

Qualora si proceda alla composizione delle gabbie metalliche fuori opera, tutti gli incroci dei ferri o comunque i punti di contatto tra ferro e ferro dovranno essere accuratamente fissati con legatura in filo di ferro ricotto per garantire l'indeforabilità delle gabbie stesse nel trasporto dal luogo di composizione al luogo di posa in opera. In alternativa le gabbie potranno anche venire composte puntandole con saldatura purché eseguita in modo da non danneggiare le barre interessate.

Tutti gli elementi di armatura metallica dovranno essere progettati con sufficiente precisione, in modo che sia possibile la piegatura e la composizione definitiva nel cantiere del ferro e senza che siano necessari adattamento o piegature dei ferri all'atto della posa.

Le armature dovranno essere poste in opera con l'ausilio di distanziali in plastica o in conglomerato cementizio che assicurino il rispetto del copriferro.

L'immobilità dei ferri durante il getto ed il rispetto del copriferro devono essere garantiti nel modo più assoluto. La D.L. procederà senz'altro alla sospensione dei getti ed alla demolizione di quanto già gettato quando dovesse constatare movimento od anche solo possibilità di movimento in elementi di armatura metallica e situazioni di non rispetto del copriferro minimo specificato.

2.F. Confezionamento e trasporto del calcestruzzo.

Il calcestruzzo potrà essere confezionato in cantiere in apposito impianto di betonaggio od anche acquistato preconfezionato a resistenza e slump garantiti da primaria ditta del settore, accompagnato da certificato che ne attesti in modo dettagliato la composizione.

Tutti gli impasti saranno eseguiti meccanicamente con dosatura automatica, in un impianto di betonaggio completo di dosatore e mescolatore.

Si dovranno, in ogni caso, adottare provvedimenti atti ad assicurare al conglomerato, all'uscita dalla betoniera ed all'atto della posa in opera, una temperatura compresa tra +10°C e +30°C. La distribuzione granulometrica degli inerti, la dosatura del cemento, il rapporto acqua/cemento dovranno essere adeguati alla particolare destinazione del getto, al fine, in particolare, di ottenere con sicurezza i valori di resistenza caratteristici richiesti.

Nei mezzi di trasporto, il calcestruzzo non dovrà subire segregazione, eccessiva evaporazione d'acqua o qualsiasi altro deterioramento.

Tutti i mezzi di trasporto devono essere dotati di canalette in lamiera che consentano lo scarico del calcestruzzo senza caduta libera e senza modificazione dell'omogeneità dell'impasto.

Lo scarico del conglomerato deve avvenire il più vicino possibile al punto di posa in opera.

L'altezza di caduta libera dalla benna di trasporto deve essere non superiore ad 1 m; non sono ammessi paleggi né in orizzontale né in verticale. Nel caso del riempimento di pilastri o di muri verticali, si adotteranno tubi di discesa con lo sbocco prossimo al livello definitivo del calcestruzzo.

Il sistema di trasporto e posa in opera del conglomerato deve essere dimensionato in modo che il tempo intercorrente tra l'immissione del cemento in betoniera e l'esecuzione del getto non superi il 20% del minimo tempo di inizio presa, come definito al punto seguente.

2.G. Posa in opera del calcestruzzo.

Prima di dare inizio alle operazioni di posa in opera, l'appaltatore deve provvedere a che i piani di posa, le casseforme ed i cavi da riempire siano accuratamente preparati, in modo che i getti risultino perfettamente regolari e conformi al progetto.

Il conglomerato cementizio, al momento della posa in opera, deve avere le caratteristiche di consistenza e lavorabilità richieste in relazione alle condizioni climatiche, al tipo di struttura, alla granulometria degli inerti, ecc.

La posa in opera non può aver luogo quando la temperatura ambientale non sia compresa tra +5°C e +30°C, salvo che la D.L. su richiesta dell'appaltatore, consenta di adottare particolari accorgimenti atti a garantire la perfetta riuscita del getto. I getti eventualmente colpiti dal gelo dovranno essere eliminati.

La velocità di getto deve essere la più uniforme possibile.

Il conglomerato deve essere posto in opera in strati orizzontali di spessore compreso tra 0.15 e 0.30 m ed assestato con vibratori meccanici ad immersione di tipo elettrico o pneumatico purché ad alta frequenza, in modo da ottenere il completo riempimento di ogni cavità e l'eliminazione di ogni eventuale sacca d'aria.

2.H. Riprese di getto

La sequenza dei lavori in cantiere sarà programmata in modo che le operazioni di getto procedano nel modo più continuo ed uniforme possibile, rendendo minimo il numero delle riprese di getto non previste in progetto.

Le riprese che risultino inevitabili saranno comunque localizzate nelle zone di minor stato tensionale; lungo le superfici di ripresa il calcestruzzo dovrà essere lasciato ruvido di getto.

Qualora sia necessario l'inserimento di una spondina fermagetto, essa dovrà essere realizzata mediante rete da intonaco tipo Pernervometal o equivalente, attraversata dalle armature metalliche.

Le riprese di getto eseguite dopo un intervallo superiore al minimo tempo di inizio presa, ma inferiore a 4 gg, devono essere precedute da un'accurata pulizia della superficie interessata con l'impiego di acqua od aria in pressione, con asportazione totale di eventuali parti mobili, polvere e lattice di cemento e successivamente abbondantemente bagnate, al fine di evitare possibili futuri distacchi e discontinuità lungo la superficie di ripresa stessa. Si dovrà però anche eliminare ogni eventuale ristagno di acqua.

Quando è previsto che la ripresa venga eseguita dopo un intervallo di tempo superiore a 4 gg, l'appaltatore deve preventivamente concordare con la D.L. i particolari provvedimenti atti a garantire la continuità del getto, con l'eventuale inserimento di paratie ottenute con rete da intonaco tipo Pernervometal, attraversata dalle armature metalliche e destinata a rimanere annegata all'interno del calcestruzzo.

2.I. Protezione dei getti (curing).

Tutti i getti saranno sottoposti ad un trattamento di curing al fine di evitare una troppo rapida evaporazione dell'acqua superficiale e di impedire che il calcestruzzo ancora fresco possa essere sottoposto a variazioni termiche troppo brusche.

Si dovrà anche evitare che durante il prescritto periodo di maturazione, i getti siano sottoposti a sollecitazioni eccessive causate da urti, vibrazioni o carichi.

La protezione dovrà essere messa in atto nelle prime ore dopo il getto, tra la fine della presa e l'inizio dell'indurimento, mantenendo umida la superficie dei casseri, ricoprendo i getti con teli impermeabili ed isolanti o con stuoie di sufficiente spessore ed asperse con acqua, in quantità dipendente dalla temperatura ambiente.

Il procedimento di curing verrà esteso per un periodo di 5 gg dopo la scasseratura da estendere a 7 giorni in caso di previsione di condizioni climatiche sfavorevoli (bassa umidità, presenza di vento, alta temperatura) per le strutture in elevazione e per 24 h per le strutture a livello del terreno.

Particolare attenzione sarà prestata alle sezioni più sottili.

2.J. Tolleranze relative alle strutture eseguite in opera

Per consentire il rispetto delle misure nominali previste in progetto, l'appaltatore dovrà come minimo rispettare le tolleranze indicate ai punti seguenti.

Qualora tali valori non risultassero rispettati, i provvedimenti che dovessero essere ordinati dalla Direzione Lavori per ovviare agli inconvenienti riscontrati resteranno a completo carico dell'appaltatore.

- posizione degli elementi strutturali: ± 1 cm
- dimensione dei getti in calcestruzzo in genere: ± 1 cm
- posizione degli inserti metallici, delle predisposizioni impiantistiche e delle guaine rispetto al getto: $\pm 0,5$ cm,
- posizione dei fori nella struttura esistente: $\pm 0,5$ cm,
- armature metalliche: distanza dai casseri: $+1,5$ cm, $- 0,5$ cm.

2.K. Disarmo.

Le casseforme saranno costruite in modo che, al momento del primo disarmo, rimanendo in posto i necessari puntelli, possano essere rimosse le sponde dei casseri ed altre parti non essenziali alla stabilità, senza pericoli di danneggiamenti dell'opera.

Si porrà attenzione affinché le operazioni di scasseratura siano condotte con le cautele necessarie per non danneggiare gli spigoli delle membrature interessate.

Nessuna opera in conglomerato armato dovrà essere assoggettata a passaggio diretto degli operai e mezzi d'opera o comunque anche debolmente caricata, prima che abbia raggiunto un sufficiente grado di maturazione.

Il disarmo deve avvenire per gradi ed in modo da evitare azioni dinamiche.

Il disarmo non deve avvenire prima che la resistenza del conglomerato abbia raggiunto il valore necessario in relazione all'impegno della struttura all'atto del disarmo.

2.L. Controlli.

E' incluso negli oneri dell'appaltatore lo svolgimento delle prove previste dalla normativa tecnica di legge o dal presente Capitolato e la presentazione dei relativi documenti e certificati.

· Conglomerato.

Anche se acquistato a resistenza e consistenza garantite, il calcestruzzo sarà sottoposto a controllo di accettazione, consistente nel prelievo da ogni impasto, al momento della posa in opera nei casseri, del calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

· Acciaio.

Si impiegheranno esclusivamente acciai controllati in stabilimento.

Il controllo dell'armatura metallica consisterà in:

- esame della corrispondenza tra esecuzione e disegni di progetto,
- controllo delle legature,
- controllo della nettezza dei ferri,
- controllo delle distanze dei ferri dai casseri,
- controllo della rigidità delle gabbie,
- esame delle caratteristiche dei materiali impiegati.

Per i controlli geometrici delle gabbie di armatura, vale quanto riportato al paragrafo "Tolleranze".

Le caratteristiche di resistenza, sezione, peso al ml, geometria delle nervature se si tratta di tondo nervato delle singole barre dovranno risultare chiaramente sul certificato del produttore insieme con le relative tolleranze.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche, nonostante la dichiarazione di controllo in stabilimento, si precisa che la D.L. disporrà comunque il prelievo per ogni

diametro impiegato di almeno n. 3 provini da sottoporre, a carico dell'appaltatore, a prova di trazione presso un laboratorio ufficiale.

· Casseri.

Il controllo dei casseri montati in opera consisterà nel controllo della corrispondenza tra la geometria dello stesso e quella delle membrature interessate secondo i disegni di progetto, tenendo conto di quanto riportato al capitolo "Tolleranze".

· Materiali speciali

Oltre ai materiali indicati in precedenza, vengono impiegati materiali speciali soprattutto al fine di ottenere la solidarizzazione di strutture eseguite in seconda fase con le opere in calcestruzzo precedentemente realizzate o con strutture murarie esistenti. Essi vengono descritti nel seguito in base alle loro proprietà chimiche e meccaniche.

2.M. Malte per ancoraggi e sigillature

Si prevede l'uso di resina epossidica di tipo Hilti HETR 500 per il fissaggio di tirafondi ed ancoraggi (dove prevista nei disegni).

4. OPERE IN ACCIAIO

4.A. Materiali

Tutti i materiali impiegati dovranno essere qualificati ai sensi dell'art. 11 del D.M. 14.01.2008, e dovranno essere raccolti e conservati i relativi certificati di collaudo e dichiarazioni di cui al punto 11.3.1.5 del sopraccitato D.M. Il Direttore procederà inoltre al controllo del materiale in cantiere secondo quanto previsto all'art.11.3.3.5.4 del D.M.14.01.2008, l'onere delle prove di laboratorio resta a carico dell'Appaltatore.

All'atto dell'approvvigionamento dei materiali l'Appaltatore dovrà tenere conto delle maggiori lunghezze di ordinazione necessarie al prelievo dei saggi da sottoporre a prova.

4.A.1. Prodotti laminati a caldo d'uso generale

Si impiegheranno gli acciai nella qualità S275 delle tabelle UNI-EN 10025 secondo quanto indicato nei disegni e nelle descrizioni delle strutture di questo Capitolato delle strutture.

4.A.2. Bulloni e perni.

I bulloni saranno del tipo ad alta resistenza delle classi 10.9, secondo UNI 3740, come rappresentato sui disegni di progetto ed avranno caratteristiche dimensionali conformi alla UNI 5712 per le viti ed UNI 5713 per i dadi.

La associazione di viti e dadi e la qualità delle rosette dovranno essere conformi alle norme vigenti.

Tutti i bulloni devono essere isolati mediante rondelle in neoprene per evitare corrosione galvanica.

Non è ammesso l'impiego di bulloni che non portino su viti e dadi il contrassegno col marchio del produttore e la classe.

4.B. Prescrizioni di esecuzione

Le seguenti prescrizioni di esecuzione sono di carattere generale ed integrative di quelle particolari già date all'interno delle descrizioni delle varie strutture di acciaio.

Il rispetto delle prescrizioni espresse nei disegni ed in questo disciplinare non esonera l'Appaltatore dall'obbligo di adottare le tecniche ed i procedimenti di lavorazione più appropriati, restando egli pienamente responsabile della buona esecuzione dei lavori secondo le norme generali e specifiche del buon costruire.

Particolare cura dovrà porsi nella lavorazione di tutte le lamiere destinate a rimanere in vista ad opera ultimata e nelle relative saldature.

I tagli dovranno essere rifiniti meccanicamente, a spigolo vivo e privi di qualsiasi irregolarità. Le saldature dovranno essere raccordate in modo continuo ed uniforme al materiale base, molate a raso ove indicato in progetto.

Il progetto costruttivo e l'esecuzione delle opere in carpenteria debbono essere condotti nel rispetto rigoroso di quanto prescritto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (DM 14 gennaio 2008) e, per quanto non in contrasto con le precedenti, dalle "Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione (CNR 10011/86)" pubblicate sul Bollettino Ufficiale C.N.R. Anno XXVI - N.164 - 1992 ed, in particolare, nel rispetto dei punti 2.5 (Saldature), 2.6 e 4.13 (Bulloni e loro serraggio), 9 (Regole pratiche di progettazione ed esecuzione).

Il rispetto delle prescrizioni richiamate e di altre, che si indicano nel seguito, non esonera comunque l'Appaltatore dall'obbligo di adottare le tecniche ed i procedimenti di lavorazione più appropriati, restando comunque l'Appaltatore pienamente responsabile della buona esecuzione dei lavori secondo le norme generali e specifiche del buon costruire.

Particolare cura dovrà porsi nella lavorazione di tutte le lamiere destinate a rimanere in vista ad opera ultimata e nelle relative saldature.

4.B.1. Unioni saldate

Il Costruttore dovrà essere dotato di un'organizzazione interna che permetta un'adeguata gestione di tutte le attività di saldatura di officina concorrenti alla realizzazione dell'opera. Sono previste saldature in opera.

A tal fine esso dovrà possedere un sistema di qualità, relativamente alle attività di saldatura ed in particolare:

- personale addetto al coordinamento delle attività di saldatura secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 719;
- saldatori certificati secondo la norma UNI EN 287;
- procedure di saldatura certificate secondo la norma UNI EN 288;
- personale addetto ai controlli non distruttivi certificato secondo la norma UNI EN 473.

In fase di progettazione costruttiva dovrà essere seguito il principio di agevolare l'assieme dei vari elementi strutturali, realizzando una soddisfacente accessibilità da parte del saldatore.

Possono essere impiegati i seguenti procedimenti di saldatura:

- saldatura manuale ad arco con elettrodi rivestiti;
- saldatura automatica ad arco sommerso;
- saldatura automatica o semiautomatica sotto gas di protezione (CO₂ o sue miscele).

Il materiale depositato dovrà rispondere alle caratteristiche meccaniche stabilite dalle norme per quanto riguarda gli elettrodi che dovranno sempre essere del tipo omologato secondo la norma UNI citata.

I cordoni d'angolo che uniscono due laminati di diverso spessore dovranno avere, in generale, una sezione di gola di ampiezza pari al 80% dello spessore inferiore: per cordoni di giunti ortogonali il lato del cordone sarà pertanto pari allo spessore minore da saldare.

Le saldature da effettuare con elettrodi rivestiti devono essere eseguite da operai che abbiano superato le prove di qualifica indicate nella UNI 4634 per la classe relativa al tipo di elettrodo ed alle posizioni di saldature previste. Le saldature da effettuare con altri procedimenti devono essere eseguite da operai sufficientemente addestrati all'uso delle apparecchiature relative ed al rispetto delle condizioni operative stabilite in sede di approvazione del procedimento.

La preparazione dei lembi da saldare deve essere effettuata mediante macchina utensile, smerigliatrice od ossitaglio automatico e dovrà risultare regolare e ben liscia. L'ossitaglio a mano può essere accettato solo se un'adeguata successiva ripassatura alla smerigliatrice avrà perfettamente regolarizzato l'asperità del taglio.

I lembi, al momento della saldatura, devono essere esenti da incrostazioni, ruggine, scaglie, grassi, vernici, irregolarità locali ed umidità.

Nei giunti a T con cordoni d'angolo i pezzi devono essere a contatto; è tollerato un gioco massimo di 3 mm per spessori maggiori di 10 mm, da ridurre adeguatamente per spessori minori o per casi particolari. Il disallineamento dei lembi deve essere non maggiore di 1/8 dello spessore con un massimo di 1,5 mm; nel caso di saldatura manuale ripresa al vertice, si potrà tollerare un disallineamento di entità doppia.

SPESSORE MM	TEMPERATURA MINIMA DI AMBIENTE O DI PRE-RISCALDO		
	COR-TEN A	COR-TEN B	COR-TEN C
≤ 12,5	10°C	10°C	10°C
>12,5 , 25	10°C	10°C	40°C
> 25 , 50	40°C	40°C	---
> 50	100°C	100°C	---

Nel caso sia previsto l'impiego di materiali non a basso idrogeno o i pezzi da saldare siano fortemente vincolati, sarà opportuno adottare temperature di pre-riscaldamento più elevate.

Per tutte le saldature riguardanti l'acciaio dovrà essere utilizzato un filo AWS A5. 29 - E81 T1-GM e un elettrodo: AWS A5.5 E 8018-G

Per le saldature più importanti eseguite in officina il Costruttore dovrà compilare un diario dal quale risultino tutte le particolarità di esecuzione (procedura, materiali, geometria, preriscaldamento, ecc.), il nome del saldatore ed i controlli eventualmente già eseguiti sulla saldatura.

L'estensione iniziale dei controlli di qualsiasi tipo in officina sarà stabilita nel Piano della Qualità e dovrà essere approvata dal Direttore dei Lavori. Tale estensione sarà adattata alla qualità della organizzazione del Costruttore, alla posizione di esecuzione ed al luogo di esecuzione, e potrà essere modificata nel corso dei lavori in funzione dell'esito dei controlli precedenti.

L'estensione iniziale dei controlli in officina non potrà comunque essere inferiore ai seguenti valori:

- controllo visivo e dimensionale: 100% dello sviluppo;
- controllo magnetoscopico, per tutte le giunzioni: 25%;
- controllo radiografico o con ultrasuoni di saldature testa a testa od a croce od a T penetrazione completa od incompleta di giunzioni di forza, oltre al controllo magnetoscopico: 15%

Le saldature in opera dovranno rispettare strettamente le condizioni previste nel procedimento di qualificazione e saranno sottoposte a controllo ultrasonico e magnetoscopico per la totalità della loro estensione.

4.B.2. Unioni bullonate

Nelle unioni bullonate devono essere impiegati bulloni classe 10.9; viti e dadi devono essere associati come in accordo alla classificazione UNI EN ISO 898-1:2001. Tutti i bulloni devono essere muniti di rondella isolante in neoprene.

Le rosette e le piastrine devono essere di acciaio C 50 UNI 7845 temperato e rinvenuto HRC 32,40 e devono essere conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5714, UNI 5715, UNI 5716.

Le rosette, disposte una sotto il dado e una sotto la testa, devono avere uno smusso a 45° in un orlo interno ed identico smusso sul corrispondente orlo esterno. Nel montaggio lo smusso deve essere rivolto verso la testa della vite o verso il dado. Le viti e le rosette devono portare, in rilievo o impresso, il marchio del fabbricante e la classe.

Il progetto non prevede la esecuzione di giunzioni ad attrito ma tutti i bulloni di entrambe le classi previste devono essere adeguatamente serrati con una coppia tale da produrre un precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone.

Il controllo delle coppie di serraggio dei bulloni potrà eseguirsi in cantiere con chiave dinamometrica.

I fori per i bulloni devono essere preferibilmente eseguiti col trapano; sono ammessi fori punzonati su lamiera di spessore non superiore a 10 mm, purché successivamente alesati e non sono ammesse deroghe. E' vietato l'uso della fiamma per l'esecuzione di fori per bulloni.

Gli elementi destinati a comporre una stessa membratura possono essere forati singolarmente.

L'alesatura dei fori deve essere però eseguita sempre con un'unica operazione per tutti gli elementi, a tale scopo saldamente serrati nella giusta posizione, previa asportazione delle sbavature dei fori.

Anche per i fori di bulloni destinati agli attacchi delle membrature in opera, si deve prevedere l'alesatura o la foratura diretta col trapano al diametro definitivo con un'unica operazione ed effettuando in officina gli opportuni montaggi provvisori.

Si può derogare alla prescrizione, quando i fori vengono trapanati o alesati su appropriate maschere metalliche o con accorgimenti equivalenti.

I pezzi destinati ad essere bullonati in opera devono essere marcati in modo da poter riprodurre nel montaggio definitivo le posizioni stesse che avevano in officina all'atto dell'alesatura dei fori.

I fori avranno di regola un diametro pari a quello del bullone maggiorato di 1 mm, salvo sia diversamente indicato in progetto. I disegni costruttivi dovranno contraddistinguere con opportune convenzioni i diametri dei fori.

Non sono ammesse al montaggio in opera eccentricità, relative a fori corrispondenti, maggiori del gioco foro-bullone indicato.

Entro tale limite è opportuna la regolarizzazione del foro con utensile adatto.

L'uso delle spine d'acciaio è ammesso, in corso di montaggio, esclusivamente per richiamare i pezzi nella giusta posizione.

Al montaggio, le superfici destinate agli accoppiamenti bullonati dovranno presentarsi pulite e perfettamente complanari sia nei collegamenti a coprigiunto sia nei collegamenti flangiati, sui quali particolarmente dovrà rivolgersi la cura del Costruttore ed il controllo della Direzione dei Lavori.

Per il serraggio dei bulloni si devono usare chiavi dinamometriche a mano, con o senza meccanismo limitatore della coppia applicata, o chiavi pneumatiche con limitatore della coppia applicata; tutte peraltro devono essere tali da garantire una precisione non minore di $\pm 5\%$.

Durante il serraggio si dovrà procedere come segue:

- a) serrare i bulloni, con una coppia pari a circa il 60% della coppia prescritta, iniziando dai bulloni più interni del giunto e procedendo verso quelli più esterni;
- b) ripetere l'operazione, come più sopra detto, serrando completamente i bulloni.

Se in un giunto anche un solo bullone non risponde alle prescrizioni circa il serraggio, tutti i bulloni del giunto devono essere controllati.

4.C. Protezione dalla corrosione

La protezione dall'ossidazione e dalla corrosione di tutti gli elementi in acciaio S275 sarà eseguita secondo quanto esposto al punto 9.12 delle Istruzioni CNR 10011 mediante immersione in zinco (zincatura a caldo) eseguita secondo le norme UNI 5744/66 con peso di zinco non inferiore a 245 gr/m² e esclusione di alluminio dal bagno di fusione.

In conformità a quanto prescritto dalla norma UNI-EN-ISO-1461, lo spessore minimo del rivestimento non potrà essere inferiore a quanto riportato nella seguente tabella:

spessore elemento (mm)	Minimo spessore locale del rivestimento (µm)	Minimo spessore medio del rivestimento (µm)
$T \geq 6 \text{ mm}$	70	85
$3 \text{ mm} < T < 6 \text{ mm}$	55	70
$1.5 \text{ mm} < T < 3 \text{ mm}$	45	55
$T < 1.5 \text{ mm}$	35	45
Barre filettate $\phi \geq 20 \text{ mm}$	45	55
$6 \text{ mm} < \phi < 20 \text{ mm}$	35	45
$6 \text{ mm} < \phi$	20	25

Gli elementi dovranno essere precedentemente sottoposti ad una preparazione adeguata delle superfici da trattare con sabbiatura commerciale (grado SA 2.5) al fine di eliminare completamente le tracce di calamina (ossido di laminazione) e la ruggine. Nel caso di acciai esenti da ruggine o calamina, si dovrà comunque avere cura di asportare eventuali corpi estranei, polveri ecc. con mezzi di pulizia tradizionali, eventuali strati o macchie di olio e grassi con mezzi di pulizia tradizionali.

Dopo la zincatura, i manufatti non devono subire trattamento termico se non specificamente autorizzato dal Direttore dei Lavori. Sugli organi filettati, dopo la zincatura non si dovranno effettuare ulteriori operazioni con utensile, rullatura, asportazione di materiale o taglio, ad eccezione della filettatura dei dadi.

Durante la fase di zincatura, dovranno essere messi in atto tutti gli accorgimenti necessari affinché gli elementi strutturali non subiscano distorsioni e deformazioni dovute al trattamento.

Per tale motivo non sarà ammessa la zincatura per parti o con immersione parziale in più fasi.

Tutti gli elementi che dovessero presentare distorsioni, giudicate insindacabilmente dalla D.L., non compatibili con le giunzioni e/o finiture non potranno essere messi in opera.

Prima di procedere alla verniciatura finale delle parti zincate a caldo è indispensabile preparare accuratamente e in modo adeguato la superficie da trattare.

La pulizia potrà essere effettuata con uno dei procedimenti descritti nel seguito.

- Lavaggio alcalino: consistente nel lavaggio a pressione con soluzione alcalina seguito da un accurato lavaggio con acqua e successiva asciugatura.
- Sabbiatura: consistente nella pulizia a bassa pressione con abrasivo fine a base di sabbia silicea, scorie fini di rame o polvere di corindone con riduzione massima dello spessore di zinco non superiore a 10 mm, successiva eliminazione accurata della polvere con getti di aria in pressione.
- Getto di vapore: consistente nella pulizia meccanica con spazzola rigida con successivo getto di vapore ad alta pressione e asciugatura.

Effettuata la pulizia si procederà all'applicazione di una mano di fondo con "primer" per migliorare l'adesione dei rivestimenti successivi.

Il primer non dovrà in nessun modo reagire con lo zinco dando luogo ad acqua di condensazione o a fenomeni di saponificazione con produzione di composti corrosivi o gassosi.

Inoltre gli strati intermedi (primer) dovranno essere compatibili con la verniciatura finale. Su questo verrà applicato una prima mano di fondo a base epossivinilica con lo spessore minimo di 30/40 micron su cui verrà applicata la seconda mano a finire smalto a base epossivinilica o poliuretana o ferro-micacea dello spessore minimo di 40/50 micron di colore da definire su indicazione della D.L.

4.D. Qualità e controlli delle unioni

Oltre ai controlli specifici di esecuzione delle singole parti della costruzione già indicate nei precedenti paragrafi di questo Capitolato delle strutture, dovranno eseguirsi i controlli seguenti delle giunzioni saldate e bullonate.

4.D.1. Unioni saldate

Tutte le unioni saldate devono considerarsi di I classe. Le unioni con cordoni d'angolo dovranno sempre ottenere la fusione del vertice, cioè dello spigolo dell'elemento interrotto, e saranno considerate come appartenenti ad una unica classe.

L'estensione iniziale dei controlli di qualsiasi tipo sia in officina sia in cantiere sarà stabilita dal Direttore dei Lavori.

4.D.2. Unioni bullonate

Tutte le unioni bullonate saranno sottoposte a controllo visivo, prima dell'esecuzione, per verificare la planarità e pulizia delle superfici e la coassialità e regolarità dei fori; dopo l'esecuzione per verificare la qualità dei bulloni utilizzati.

Il controllo del serraggio si eseguirà nel modo seguente:

- contromarcando dado e vite,
- allentando il dado con una rotazione non inferiore a 60°,
- serrando il dado con la coppia prescritta e controllando il ritorno nella posizione originaria.

L'estensione dei controlli di serraggio sarà stabilita dal Direttore dei Lavori, sentito il Progettista, ma non potrà comunque essere inferiore al 10% dei bulloni.

5. SCAVI, RINTERRI, DEMOLIZIONI E RILIEVI

5.A. Scavi

Prima di eseguire gli scavi previsti sarà necessario eseguire indagini sulla natura del terreno, per individuare la presenza di eventuali scavi precedenti, tubazioni di acqua, gas e fognature, cavi elettrici e telefonici, cavità sotterranee, ecc., eventualmente non indicati (o erroneamente indicati) negli elaborati progettuali in modo da potere impiegare i mezzi idonei per l'esecuzione dei lavori.

Gli scavi dovranno essere eseguiti con le usuali regole dell'arte e, quando occorra, dovranno essere solidamente puntellati e sbadacchiati con robuste armature, in modo da assicurare abbondantemente contro ogni pericolo gli operai, ed impedire ogni smottamento di materia durante l'esecuzione tanto degli scavi che delle murature.

Gli scavi, ovunque si ritenga che possano rappresentare un rischio per il transito e l'incolumità delle persone, dovranno essere protetti con recinzioni e/o indicazioni di pericolo a mezzo di cartelli e, se in prossimità di aree di passaggio e di notte, di segnalazioni luminose.

Tali indicazioni sono qui riportate a semplice titolo di richiamo.

Alle vie di accesso ed ai punti pericolosi non proteggibili devono essere apposte segnalazioni opportune e devono essere adottate le precauzioni necessarie per evitare la caduta di gravi dal terreno a monte dei posti di lavoro.

Tutto il materiale di risulta in eccedenza di qualsiasi tipo dagli scavi dovrà essere trasportato a discarica.

Le quote di scavo dovranno riferirsi ad uno o più capisaldi inamovibili e facilmente individuabili al fine di consentire in ogni momento immediati e sicuri controlli.

Qualora nel corso degli scavi si dovesse manifestare la presenza di acqua di falda in quantità tale da rendere difficoltosa l'esecuzione degli scavi e la realizzazione delle fondazioni, si dovrà adottare idoneo sistema per l'allontanamento ed il prosciugamento del fondo scavo.

Dovrà altresì essere garantita l'integrità ed il funzionamento di canali, cavi o tubazioni di erogazione acqua, gas, elettricità, fognature ecc. esistenti nell'area o interessate direttamente dai lavori.

5.B. Rinterri

I rinterri a tergo delle fondazioni contro manufatti già eseguiti, dovrà essere eseguito con materiale appartenente ai gruppi A1, A2-4, A2-5 ed A3 proveniente da cave ed eventualmente anche dagli scavi.

La stesa dovrà avvenire in strati di 20 cm, compattati con mezzi idonei, tali cioè da non danneggiare i manufatti.

Il rinterro contro i manufatti già eseguiti dovrà avvenire solo dopo che il conglomerato abbia raggiunto sufficiente stagionatura.

5.C. Demolizioni

In tutti i casi in cui si dovesse effettuare una demolizione, si dovrà valutare l'eventuale necessità di un puntellamento di sicurezza in relazione all'entità delle demolizioni previste e della capacità portante residua degli elementi strutturali.

Le demolizioni potranno essere eseguite esclusivamente a mano o mediante martelli meccanici leggeri.

5.D. Rilievi particolareggiati e tracciamenti

Le opere dovranno essere tracciate con idonei strumenti di precisione in modo che esso presenti errori non superiori a 0,5 cm rispetto alle posizioni di progetto.

Se necessario prima di procedere con i lavori si eseguirà il rilievo delle aree oggetto di intervento, anche attraverso l'esecuzione di assaggi ove occorrenti.

Qualora, al seguito dei tracciamenti, si dovesse rilevare differenze tra l'effettiva situazione dei luoghi e quanto previsto in progetto, l'appaltatore dovrà sospendere l'esecuzione delle opere ed informare la D.L. per accordare gli opportuni provvedimenti.

I punti significativi del tracciamento dovranno essere individuati in modo visibile e tale da non essere rimossi con facilità in modo che la D.L. possa verificare il tracciamento medesimo.

Si precisa, comunque, che la verifica da parte della D.L. non solleva l'impresa dalla responsabilità di ogni eventuale inesattezza del tracciamento e che resta facoltà della D.L. di ordinare la demolizione delle opere che non risultino posizionate secondo i disegni esecutivi.

7 PAVIMENTAZIONI

1.0 GENERALITÀ

Trattasi di ripristino del tratto lato Santa Maria in Strada e lato Borgata Città.

Il tipo e lo spessore dei vari strati, costituenti la sovrastruttura, saranno quelli stabiliti, per ciascun tratto, dal progetto in accordo con la D.L., in base ai risultati delle indagini geotecniche eseguite.

I materiali, le terre, impiegati nella realizzazione della sovrastruttura, nonché la loro provenienza dovranno soddisfare le prescrizioni riportate in questa sezione.

Se possibile, previa autorizzazione della D.L., potrà essere utilizzato il materiale di risulta degli scavi della sede stradale demolita.

La D.L. potrà ordinare ulteriori prove su detti materiali, presso un Laboratorio Ufficiale.

L'approvazione della D.L. circa i materiali, le attrezzature, i metodi di lavorazione, non solleva l'Impresa dalla responsabilità circa la riuscita del lavoro.

L'Impresa dovrà curare di garantire la costanza della massa, nel tempo, delle caratteristiche delle miscele, degli impasti e della sovrastruttura resa in opera.

Dovrà essere ristabilita la situazione in essere con strati di tipo uguali a quelli esistenti.

1.1 STRATI DI FONDAZIONE

1.1.1 - Fondazione stradale in misto granulometricamente stabilizzato

La fondazione è costituita da miscele di terre stabilizzate granulometricamente; la frazione

grossa di tali miscele (trattenuto al setaccio 2 UNI) può essere costituita da ghiaie, frantumati, detriti di cava, scorie o anche altro materiale ritenuto idoneo dalla Direzione Lavori.

La fondazione potrà essere formata da materiale idoneo pronto all'impiego oppure da correggersi con adeguata attrezzatura in impianto fisso di miscelazione o in sito.

Lo spessore della fondazione sarà conforme alle indicazioni di progetto e/o dalla Direzione

Lavori, e verrà realizzato mediante sovrapposizione di strati successivi.

1.1.1.1 Fondazione eseguita con materiale proveniente da cava, da scavi o da depositi

Il materiale da impiegare, dopo l'eventuale correzione e miscelazione in impianto fisso, dovrà rispondere alle caratteristiche seguenti:

- a) dimensioni non superiori a 71 mm, né forma appiattita, allungata o lenticolare;
- b) granulometria compresa nel seguente fuso e avente andamento continuo e uniforme praticamente concorde a quello delle curve limiti:

Serie crivelli e setacci UNI	Passante % totale in peso
crivello 71	100
crivello 40	75 - 100
crivello 25	60 - 87
crivello 10	35 - 67
crivello 5	25 - 55
setaccio 2	15 - 40
setaccio 0,4	7 - 22
setaccio 0,075	2 - 10

c) rapporto tra il passante al setaccio 0,075 ed il passante al setaccio 0,4 inferiore a 2/3;

d) perdita in peso alla prova Los Angeles (CNR 34 - 1973) eseguita sulle singole pezzature inferiore al 30%;

e) equivalente in sabbia (CNR 27 - 1972) misurato sulla frazione passante al setaccio n 4 compreso tra 25 e 65 (la prova va eseguita con dispositivo meccanico di scuotimento).

Tale controllo dovrà essere eseguito anche sul materiale prelevato dopo costipamento. Il limite superiore dell'equivalente in sabbia -65- potrà essere variato dalla Direzione Lavori in funzione delle provenienze e delle caratteristiche del materiale.

Per tutti i materiali aventi equivalente in sabbia compreso fra 25-35, la Direzione Lavori richiederà in ogni caso (anche se la miscela contiene più del 60% in peso di elementi frantumati) la verifica dell'indice di portanza CBR (CNR - UNI 10009) di cui al successivo comma.

f) indice di portanza CBR (CNR - UNI 10009) dopo quattro giorni di imbibizione in acqua (eseguito sul materiale passante al crivello 25) non minore di 50.

È inoltre richiesto che tale condizione sia verificata per un intervallo di $\pm 2\%$ rispetto all'umidità ottima di costipamento.

Se le miscele contengono oltre il 60% in peso di elementi frantumati a spigoli vivi, l'accettazione avverrà sulla base delle sole caratteristiche indicate ai precedenti commi a), b), d), e), salvo nel caso citato al comma e) in cui la miscela abbia equivalente in sabbia compreso tra 25 - 35;

g) Prova di costipamento delle terre, con energia AASHO modificata (CNR 69 - 1978). Le caratteristiche suddette dovranno essere accertate a cura dell'Impresa, sotto il controllo della Direzione Lavori, mediante prove di laboratorio sui campioni prelevati in contraddittorio con la Direzione Lavori a tempo opportuno, prima dell'inizio delle lavorazioni.

L'Impresa dovrà indicare per iscritto il tipo di lavorazione che intende adottare ed il tipo e la consistenza dell'attrezzatura di cantiere che verrà impiegata.

I requisiti di accettazione verranno accertati dalla Direzione Lavori con controlli sia preliminari che in corso d'opera.

In quest'ultimo caso verrà prelevato il materiale in sito già miscelato, prima e dopo il costipamento.

Per il materiale proveniente da cave l'impresa dovrà indicare le fonti di approvvigionamento e la Direzione Lavori si riserva di accertarne i requisiti di accettazione mediante controlli sia in cava che in corso d'opera con le modalità sopra specificate.

Il materiale, qualora la Direzione Lavori ne accerti la non rispondenza anche ad una sola delle caratteristiche richieste, non potrà essere impiegato nella lavorazione e se la stessa Direzione Lavori riterrà, a suo insindacabile giudizio, che non possa essere reso idoneo mediante opportuni interventi correttivi da effettuare a cura e spese dell'Impresa, dovrà essere allontanato dal cantiere.

1.1.1.2 Modalità esecutive

Il piano di posa dello strato dovrà avere le quote, la sagoma ed i requisiti uguali a quelli della strada esistente ed essere ripulito da materiale estraneo.

Il materiale verrà steso in strati di spessore finito non superiore a 20 cm e non inferiore a 10 cm e dovrà presentarsi, dopo il costipamento, uniformemente miscelato in modo da non presentare segregazione dei suoi componenti.

L'eventuale aggiunta di acqua, per raggiungere l'umidità prescritta in funzione della densità, è da effettuarsi mediante dispositivo spruzzatori.

A questo proposito si precisa che tutte le operazioni anzidette non devono essere eseguite quando le condizioni ambientali (pioggia, neve, gelo) siano tali da danneggiare la qualità dello strato stabilizzato.

Verificandosi comunque eccesso di umidità, o danni dovuti al gelo, lo strato compromesso dovrà essere rimosso e ricostituito a cura e spese dell'Impresa.

Il materiale pronto per il costipamento dovrà presentare in ogni punto la prescritta granulometria.

Per il costipamento e la rifinitura verranno impiegati rulli vibranti o vibranti gommati, tutti semoventi.

L'idoneità dei rulli e le modalità di costipamento per ogni cantiere, verranno accertate dalla Direzione Lavori con una prova sperimentale, usando le miscele messe a punto per quel cantiere.

Il costipamento di ogni strato dovrà essere eseguito sino ad ottenere una densità in sito non inferiore al 95% della densità massima fornita dalla prova AASHTO modificata (CNR 69 - 1978) con esclusione della sostituzione degli elementi trattenuti al crivello 25 (AASHTO T 180-57 metodo D).

Se la misura in sito riguarda materiale contenente fino al 25% in peso di elementi di dimensioni maggiori di mm 25, la densità ottenuta verrà corretta in base alla formula:

$$dr = \frac{di \cdot Pc \cdot (100 - x)}{100 \cdot Pc - x \cdot di}$$

dr = densità della miscela ridotta degli elementi di dimensione superiore a 25 mm, da paragonare a quello AASHTO modificata determinata in laboratorio;

di = densità della miscela intera;

Pc = Peso specifico degli elementi di dimensione maggiore di 25 mm;

x = percentuale in peso degli elementi di dimensione maggiore di 25 mm.

La suddetta formula di trasformazione potrà essere applicata anche nel caso di miscele contenenti una percentuale in peso di elementi di dimensione superiore a mm 35, compresa tra il 25% e il 40%.

In tal caso nella stessa formula, al termine x dovrà essere sempre dato il valore 25 (indipendentemente dalla effettiva percentuale in peso trattenuto al crivello UNI 25 mm).

Il valore del modulo di deformazione (CNR 146 - 1992) nell'intervallo compreso fra 0,15 - 0,25 MPa non dovrà essere inferiore a 80 MPa.

In caso contrario l'impresa, a sua cura e spese, dovrà adottare tutti i provvedimenti atti al raggiungimento del valore prescritto, non esclusa la rimozione ed il rifacimento dello strato.

La superficie finita non dovrà scostarsi dalla sagoma di progetto di oltre 1 cm, controllato a mezzo di un regolo di 4,00 m di lunghezza e disposto secondo due direzioni ortogonali. Lo spessore dovrà essere quello prescritto, con una tolleranza in più o in meno del 5% purché questa differenza si presenti solo saltuariamente. In caso contrario l'Impresa a sua cura e spese, dovrà provvedere al raggiungimento dello spessore prescritto.

1.1.2.1 Caratteristiche dei materiali da impiegare

1.1.2.1.1 Inerti

Saranno impiegate ghiaie e sabbie di cava e/o di fiume con percentuale di frantumato complessiva compresa tra il 30% ed il 60% in peso sul totale degli aggregati.

La Direzione Lavori potrà autorizzare l'impiego di quantità di materiale frantumato superiore al limite stabilito, in questo caso la miscela finale dovrà essere tale da presentare le stesse resistenze a compressione e a trazione a sette giorni prescritte nel seguito; questo risultato potrà ottenersi aumentando la percentuale delle sabbie presenti nella miscela e/o la quantità di passante al setaccio 0,75 mm.

Gli inerti dovranno avere i seguenti requisiti:

- a) dimensioni non superiori a 40 mm, né di forma appiattita, allungata o lenticolare;
- b) granulometria compresa nel seguente fuso ed avente andamento continuo ed uniforme (CNR 23 - 1971):

Serie crivelli e setacci UNI	Passante totale in peso
crivello 40	100
crivello 30	80 - 100
crivello 25	72 - 90
crivello 15	53 - 70
crivello 10	40 - 55
crivello 5	28 - 40
setaccio 2	18 - 30
setaccio 0,4	8 - 18
setaccio 0,18	6 - 14
setaccio 0,075	5 - 10

- c) perdita in peso alla prova Los Angeles (CNR 34 - 1973) non superiore al 30% in peso;
- d) equivalente in sabbia (CNR 27 - 1972) compreso fra 30 - 60;
- e) indice di plasticità (CNR UNI 10014) non determinabile (materiale non plastico).

1.1.2.1.3 Acqua

Dovrà essere esente da impurità dannose, oli, acidi, alcali, materia organica e qualsiasi altra sostanza nociva.

La quantità di acqua nella miscela sarà quella corrispondente all'umidità ottima di costipamento (CNR 69 - 1978) con una variazione compresa entro $\pm 2\%$ del peso della miscela per consentire il raggiungimento delle resistenze indicate di seguito.

1.1.2.1.5 Modalità esecutive

1.1.2.1.5.1 Confezione delle miscele

Le miscele dovranno essere confezionate in impianti fissi automatizzati, di idonee caratteristiche, mantenuti sempre perfettamente funzionanti in ogni loro parte.

Gli impianti dovranno comunque garantire uniformità di produzione ed essere in grado di realizzare miscele del tutto rispondenti a quelle di progetto.

La dosatura degli aggregati dovrà essere effettuata sulla base di almeno 4 classi con predosatori in numero corrispondente alle classi impiegate.

La zona destinata all'ammannimento degli aggregati sarà preventivamente e convenientemente sistemata per annullare la presenza di sostanze argillose e ristagni di acqua che possano compromettere la pulizia degli aggregati.

Inoltre i cumuli delle diverse classi dovranno essere nettamente separati tra di loro e l'operazione di rifornimento nei predosatori eseguita con la massima cura.

1.1.2.1.5.2 Posa in opera

La miscela dovrà essere stesa sul piano finito dello strato precedente dopo che sia stata accertata dalla Direzione Lavori la rispondenza di quest'ultimo ai requisiti di quota, sagoma e compattezza prescritti.

La stesa verrà eseguita impiegando finitrici vibranti.

Le operazioni di addensamento dello strato dovranno essere realizzate nell'ordine con le seguenti attrezzature:

- rullo a due ruote vibranti da 10 t per ruota o rullo con una sola ruota vibrante di peso non inferiore a 18 t;

- rullo gommato con pressione di gonfiaggio superiore a 5 bar e carico di almeno 18 t. Potranno essere impiegati in alternativa, previo benestare della Direzione Lavori, rulli misti vibranti-gommati rispondenti alle caratteristiche di cui sopra.

In ogni caso l'idoneità dei rulli e le modalità di costipamento dovranno essere verificate preliminarmente dalla Direzione Lavori su una stesa sperimentale delle miscele messe a punto.

La stesa della miscela non dovrà di norma essere eseguita con temperature ambiente inferiori a 273 K e superiori a 298 K e mai sotto la pioggia.

Tuttavia, a insindacabile giudizio della Direzione Lavori, potrà essere consentita la stesa a temperature tra i 298 e i 303 K.

In questo caso però sarà necessario proteggere da evaporazione la miscela durante il trasporto dall'impianto di confezionamento al luogo di impiego (ad esempio con teloni), sarà inoltre necessario provvedere ad un abbondante bagnatura del piano di posa del misto cementato.

Infine le operazioni di costipamento e di stesa del velo di protezione con emulsione bituminosa dovranno essere eseguite immediatamente dopo la stesa della miscela.

Le condizioni ideali di lavoro si hanno con temperature comprese tra 288 e 291 K ed umidità relativa del 50% circa; temperature superiori saranno ancora accettabili con umidità relativa anch'essa crescente; comunque è opportuno, anche per temperature inferiori alla media, che l'umidità relativa dell'ambiente non scenda al di sotto del 15% in quanto ciò potrebbe provocare ugualmente un'eccessiva evaporazione della miscela.

Il tempo intercorrente tra la stesa di due strisce affiancate non dovrà superare di norma le 2 h per garantire la continuità della struttura. Particolari accorgimenti dovranno adottarsi nella formazione dei giunti longitudinali, che andranno protetti con fogli di polietilene o materiale simile.

Il giunto di ripresa sarà ottenuto terminando la stesa dello strato a ridosso di una tavola e togliendo la tavola stessa al momento della ripresa della stesa; se non si fa uso della tavola, sarà necessario, prima della ripresa della stesa, provvedere a tagliare l'ultima parte dello strato precedente, in modo da ottenere una parete verticale.

Non dovranno essere eseguiti altri giunti all'infuori di quelli di ripresa.

Il transito di cantiere potrà essere ammesso sullo strato a partire dal terzo giorno dopo quello in cui è stata effettuata la stesa e limitatamente ai mezzi gommati.

Strati eventualmente compromessi dalle condizioni meteorologiche o da altre cause dovranno essere rimossi e sostituiti a totale cura e spese dell'Impresa.

1.1.2.1.5.3 Protezione superficiale

Appena completati il costipamento e la rifinitura superficiale dello strato, dovrà essere eseguita la spruzzatura di un velo protettivo di emulsione bituminosa acida al 55%, in ragione di 1,0-2,0 kg/m², in relazione al tempo ed alla intensità del traffico di cantiere cui potrà essere sottoposta la fondazione, con successivo spargimento di sabbia.

1.1.2.1.5.4 Requisiti di accettazione

Le caratteristiche granulometriche delle miscele, potranno avere una tolleranza di ± 5 punti % fino al passante al crivello n°5 e di ± 2 punti % per il passante al setaccio 2 ed inferiori, purché non vengano superati i limiti del fuso.

Qualora le tolleranze di cui sopra vengano superate, la lavorazione dovrà essere sospesa e l'Impresa dovrà adottare a sua cura e spese quei provvedimenti che, proposti dalla stessa, per diventare operativi dovranno essere approvati dalla Direzione Lavori.

La densità in sito, a compattazione ultimata, dovrà risultare non inferiore al 97% delle prove AASHTO modificato (CNR 69 – 1978), nel 98% delle misure effettuate.

La densità in sito sarà determinata mediante normali procedimenti a volumometro, con l'accorgimento di eliminare dal calcolo, sia del peso che del volume, gli elementi di dimensione superiore a 25 mm, ciò potrà essere ottenuto con l'applicazione della formula di trasformazione di cui punto 1.1.1.2 della presente sezione, oppure con una misura diretta consistente nella separazione mediante vagliatura degli elementi di pezzatura maggiore di 25 mm e nella loro sistemazione nel cavo di prelievo prima di effettuare la misura con volumometro.

La sistemazione di questi elementi nel cavo dovrà essere effettuata con cura, elemento per elemento per evitare la formazione di cavità durante la misurazione del volume del cavo stesso.

Il valore del modulo di deformazione (CNR- 146 – 1992), al primo ciclo di carico e nell'intervallo compreso tra 0,15-0,25 MPa, in un tempo compreso fra 3-12 h dalla compattazione, non dovrà mai essere inferiore a 150 MPa.

Qualora venissero rilevati valori inferiori, la frequenza dei rilevamenti dovrà essere incrementata secondo le indicazioni della Direzione Lavori e l'impresa, a sua cura e spese,

dovrà demolire e ricostruire gli strati interessati.

La superficie finita della fondazione non dovrà scostarsi dalla sagoma di progetto di oltre 1

cm verificato a mezzo di un regolo di 4,00 m di lunghezza e disposto secondo due direzioni ortogonali.

La frequenza del controllo sarà quella ordinata dalla Direzione Lavori.

1.2 STRATO DI BASE

1.2.1 Generalità

Lo strato di base è costituito da un misto granulare di frantumato, ghiaia, sabbia ed eventuale additivo (secondo le definizioni riportate nell'art. 1 delle Norme C.N.R. sui materiali stradali - fascicolo n. 4/1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali"), normalmente dello spessore di 15 cm, impastato con bitume a caldo, previo preriscaldamento degli aggregati, steso in opera mediante macchina vibrofinitrice e costipato con rulli gommati, vibranti gommati e metallici.

Lo spessore della base è prescritto nei tipi di progetto, salvo diverse indicazioni della Direzione dei Lavori.

1.2.1.1 Inerti.

I requisiti di accettazione degli inerti impiegati nei conglomerati bituminosi per lo strato di base dovranno essere conformi alle prescrizioni contenute nel fascicolo n. 4 delle norme C.N.R. - 1953 ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali") e nelle norme C.N.R. 65-1978 C.N.R. 80- 1980.

Per il prelevamento dei campioni destinati alle prove di controllo dei requisiti di accettazione così come per le modalità di esecuzione delle prove stesse, valgono le

prescrizioni contenute nel fascicolo n. 4 delle norme C.N.R. - 1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali"), con l'avvertenza che la prova per la determinazione della perdita in peso sarà fatta col metodo Los Angeles secondo le norme del C.N.R. B.U. n. 34 (del 28-3-1973), anziché col metodo DEVAL.

L'aggregato grosso sarà costituito da frantumati (nella misura che di volta in volta sarà stabilita a giudizio della Direzione Lavori e che comunque non potrà essere inferiore al 30% della miscela degli inerti) e da ghiaie che dovranno rispondere al seguente requisito:

- perdita di peso alla prova Los Angeles eseguita sulle singole pezzature inferiore al 25%.

In ogni caso gli elementi dell'aggregato dovranno essere costituiti da elementi sani, duri, durevoli, a superficie ruvida, puliti ed esenti da polvere e da materiali estranei, inoltre non dovranno mai avere forma appiattita, allungata o lenticolare.

L'aggregato fino sarà costituito in ogni caso da sabbie naturali e di frantumazione (la percentuale di queste ultime sarà prescritta di volta in volta dalla Direzione Lavori in relazione ai valori di scorrimento delle prove Marshall, ma comunque non dovrà essere inferiore al 30% della miscela delle sabbie) che dovranno rispondere al seguente requisito:

- equivalente in sabbia (C.N.R. 27 -1972) superiore a 50.

Gli eventuali additivi, provenienti dalla macinazione di rocce preferibilmente calcaree o costituiti da cemento, calce idrata, calce idraulica, polveri d'asfalto, dovranno soddisfare ai seguenti requisiti:

- setaccio UNI 0,18 (ASTM n. 80): passante in peso: 100%;

- setaccio UNI 0,075 (ASTM n. 200): passante in peso: 90%.

La granulometria dovrà essere eseguita per via umida.

1.2.1.2 Legante.

Dovranno essere impiegati bitumi semisolidi per uso stradale di normale produzione con le caratteristiche indicate nella tabella seguente, impiegati per il confezionamento di conglomerati bituminosi.

Detti leganti sono denominati "A" e "B" .

La tabella che segue si riferisce al prodotto di base così com'è prelevato nelle cisterne e/o negli stoccaggi.

Per tutte le lavorazioni andrà sempre impiegato il bitume di tipo "A", salvo casi particolari in cui potrà essere impiegato il bitume "B" (è ammissibile nelle Regioni più fredde, nord o zone in quota) sempre su preventiva autorizzazione della D.L..

TABELLA "BITUMI DI BASE"		BITUME "A"	BITUME "B"
CARATTERISTICHE:	UNITÀ	VALORE	VALORE
Penetrazione a 25°C/298°K, 100g, 5s	0.1 mm	65 - 85	85 - 105
Punto di rammollimento	C / K	48-54/321-327	47-52/320-325
Indice di penetrazione		-1 / +1	-1 / +1
Punto di rottura (Fraass), min.	C / K	-8 / 265	-9 / 264
Duttilità a 25°C/298°K, min.	cm	90	100
Solubilità in solventi organici, min.	%	99	99
Perdita per riscaldamento (volatilità) T = 163°C / 436°K, max.	%	+/- 0,5	+/- 1
Contenuto di paraffina, max.	%	3	3
Viscosità dinamica a T = 60°C / 333°K, gradiente di velocità = 1 s ⁻¹	Pa.s	220 - 400	150 - 250
Viscosità dinamica a T = 160°C / 433°K, gradiente di velocità = 1 s ⁻¹	Pa.s	0,4 - 0,8	0,2 - 0,6

Valori dopo RTFOT (Rolling Thin Film Overt Test)

Viscosità dinamica a T = 60°C / 333°K, gradiente di velocità = 1 s ⁻¹	Pa.s	700 - 800	500 - 700
Penetrazione residua a 25°C/298°K, 100g, 5s	%	≤ 70	≤ 75
Variazione del Punto di rammollimento	C / K	≤ +8 / ≤ 281	≤ +10 / ≤ 283

L' indice di penetrazione, dovrà essere calcolato con la formula appresso riportata, compreso fra - 1,0 e + 1,0:

$$\text{indice di penetrazione} = 20 u - 500 v / u + 50 v$$

dove:

u = temperatura di rammollimento alla prova "palla-anello" in °C (a 25°C);

v = log. 800 - log. penetrazione bitume in dmm (a 25°C.).

1.2.1.3 Miscela

La miscela degli aggregati da adottarsi dovrà avere una composizione granulometrica contenuta nel seguente fuso:

Passante: % totale in peso

100

80 ÷ 100

70 ÷ 95

45 ÷ 70

35 ÷ 60

25 ÷ 50

20 ÷ 40

6 ÷ 20

4 ÷ 14

4 ÷ 8

Il tenore di bitume dovrà essere compreso tra il 4 % e il 5% riferito al peso totale degli aggregati (C.N.R. 38 - 1973);

Il conglomerato dovrà avere i seguenti requisiti:

- il valore della stabilità Marshall (C.N.R. 30 -1973) eseguita a 60°C su provini costipati con 75 colpi di maglio per faccia, dovrà risultare non inferiore a 700 kg; inoltre il valore della rigidità Marshall, cioè il rapporto tra la stabilità misurata in kg e lo scorrimento misurato in mm, dovrà essere superiore a 250;

- gli stessi provini per i quali viene determinata la stabilità Marshall dovranno presentare una percentuale di vuoti residui compresi fra 4% e 7%. I provini per le

misure di stabilità e rigidità anzidette dovranno essere confezionati presso l'impianto di produzione e/o presso la stesa. La temperatura di compattazione dovrà essere uguale o superiore a quella di stesa; non dovrà però superare quest'ultima di oltre 10°C.

- Le miscele di aggregati e leganti idrocarburici dovranno rispondere inoltre anche alle norme C.N.R. 134 -1991;

1.2.1.4 Formazione e confezione delle miscele.

Il conglomerato sarà confezionato mediante impianti fissi autorizzati, di idonee caratteristiche, mantenuti sempre perfettamente funzionanti in ogni loro parte.

La produzione di ciascun impianto non dovrà essere spinta oltre la sua potenzialità per garantire il perfetto essiccamento, l'uniforme riscaldamento della miscela ed una perfetta vagliatura che assicuri una idonea riclassificazione delle singole classi degli aggregati; resta pertanto escluso l'uso dell'impianto a scarico diretto.

L'impianto dovrà comunque garantire uniformità di produzione ed essere in grado di realizzare miscele del tutto rispondenti a quelle di progetto.

Il dosaggio dei componenti della miscela dovrà essere eseguito a peso mediante idonea apparecchiatura la cui efficienza dovrà essere costantemente controllata.

Ogni impianto dovrà assicurare il riscaldamento del bitume alla temperatura richiesta ed a viscosità uniforme fino al momento della miscelazione nonché il perfetto dosaggio sia del bitume che dell'additivo.

La zona destinata all'ammannimento degli inerti sarà preventivamente e convenientemente sistemata per annullare la presenza di sostanze argillose e ristagni di acqua che possano compromettere la pulizia degli aggregati.

Inoltre i cumuli delle diverse classi dovranno essere nettamente separati tra di loro e l'operazione di rifornimento nei predosatori eseguita con la massima cura.

Si farà uso di almeno 4 classi di aggregati con predosatori in numero corrispondente alle classi impiegate.

Il tempo di mescolazione effettivo sarà stabilito in funzione delle caratteristiche dell'impianto e dell'effettiva temperatura raggiunta dai componenti la miscela, in misura tale da permettere un completo ed uniforme rivestimento degli inerti con il legante; comunque esso non dovrà mai scendere al di sotto dei 20 secondi.

La temperatura degli aggregati all'atto della mescolazione dovrà essere compresa tra 150°C e 170°C, e quella del legante tra 150°C e 180°C, salvo diverse disposizioni della Direzione Lavori in rapporto al tipo di bitume impiegato.

Per la verifica delle suddette temperature, gli essiccatori, le caldaie e le tramogge degli impianti dovranno essere muniti di termometri fissi perfettamente funzionanti e periodicamente tarati.

L'umidità degli aggregati all'uscita dell'essiccatore non dovrà di norma superare lo 0,5%.

1.2.1.5 Posa in opera delle miscele.

La miscela bituminosa verrà stesa sul piano finito della fondazione dopo che sia stata accertata dalla Direzione Lavori la rispondenza di quest'ultima ai requisiti di quota, sagoma, densità e portanza indicati nei precedenti articoli relativi alle fondazioni stradali in misto granulare ed in misto cementato.

Prima della stesa del conglomerato su strati di fondazione in misto cementato, per garantire l'ancoraggio, si dovrà provvedere alla rimozione della sabbia eventualmente non trattenuta dall'emulsione bituminosa stesa precedentemente a protezione del misto cementato stesso.

Procedendo alla stesa in doppio strato, i due strati dovranno essere sovrapposti nel più breve tempo possibile; tra di essi dovrà essere interposta una mano di attacco di emulsione bituminosa in ragione di 0,5 Kg/m².

La posa in opera dei conglomerati bituminosi verrà effettuata a mezzo di macchine vibrofinitrici dei tipi approvati dalla Direzione Lavori, in perfetto stato di efficienza e dotate

di automatismo di autolivellamento.

Le vibrofinitrici dovranno comunque lasciare uno strato finito perfettamente sagomato, privo di sgranamenti, fessurazioni ed esente da difetti dovuti a segregazioni degli elementi litoidi più grossi.

Nella stesa si dovrà porre la massima cura alla formazione dei giunti longitudinali preferibilmente ottenuti mediante tempestivo affiancamento di una strisciata alla precedente con l'impiego di 2 o più finitrici.

Qualora ciò non sia possibile, il bordo della striscia già realizzata dovrà essere spalmato con emulsione bituminosa per assicurare la saldatura della striscia successiva.

Se il bordo risulterà danneggiato o arrotondato si dovrà procedere al taglio verticale con idonea attrezzatura.

I giunti trasversali, derivanti dalle interruzioni giornaliere, dovranno essere realizzati sempre previo taglio ed asportazione della parte terminale di azzeramento.

La sovrapposizione dei giunti longitudinali tra i vari strati sarà programmata e realizzata in maniera che essi risultino fra di loro sfalsati di almeno cm 20 e non cadano mai in corrispondenza delle 2 fasce della corsia di marcia normalmente interessata dalle ruote dei veicoli pesanti.

Il trasporto del conglomerato dall'impianto di confezione al cantiere di stesa, dovrà avvenire mediante mezzi di trasporto di adeguata portata, efficienti e veloci e comunque sempre dotati di telone di copertura per evitare i raffreddamenti superficiali eccessivi e formazione di crostoni.

La temperatura del conglomerato bituminoso all'atto della stesa, controllata immediatamente dietro la finitrice, dovrà risultare in ogni momento non inferiore a 130°C.

La stesa dei conglomerati dovrà essere sospesa quando le condizioni meteorologiche generali possano pregiudicare la perfetta riuscita del lavoro; gli strati eventualmente compromessi (con densità inferiori a quelle richieste) dovranno essere immediatamente rimossi e successivamente ricostruiti a cura e spese dell'Impresa.

La compattazione dei conglomerati dovrà iniziare appena stesi dalla vibrofinitrice e condotta a termine senza soluzione di continuità.

La compattazione sarà realizzata a mezzo di rulli gommati o vibrati gommati con l'ausilio di

rulli a ruote metalliche, tutti in numero adeguato ed aventi idoneo peso e caratteristiche tecnologiche avanzate in modo da assicurare il raggiungimento delle massime densità ottenibili.

Al termine della compattazione, lo strato di base dovrà avere una densità uniforme in tutto lo spessore non inferiore al 97% di quella Marshall dello stesso giorno, rilevata all'impianto o alla stesa. Tale valutazione sarà eseguita sulla produzione giornaliera, su carote di 15 cm di diametro; il valore risulterà dalla media di due prove (C.N.R. 40-1973).

Si avrà cura inoltre che la compattazione sia condotta con la metodologia più adeguata per ottenere uniforme addensamento in ogni punto ed evitare fessurazioni e scorrimenti nello strato appena steso.

La superficie degli strati dovrà presentarsi priva di irregolarità ed ondulazioni. Un'asta rettilinea lunga m 4,00, posta in qualunque direzione sulla superficie finita di ciascuno strato dovrà aderirvi uniformemente.

Saranno tollerati scostamenti contenuti nel limite di 10 mm.

Il tutto nel rispetto degli spessori e delle sagome di progetto.

1.3 STRATI DI COLLEGAMENTO (BINDER) E DI USURA

1.3.1 Generalità

La parte superiore della sovrastruttura stradale sarà, in generale, costituita da un doppio strato di conglomerato bituminoso steso a caldo, e precisamente: da uno strato inferiore di collegamento (binder) e da uno strato superiore di usura, secondo quanto stabilito dalla Direzione Lavori.

Il conglomerato per ambedue gli strati sarà costituito da una miscela di pietrischetti, graniglie, sabbie ed additivi, secondo le definizioni riportate nell' Art. 1 delle norme C.N.R., fascicolo n. 4/1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali"), mescolati con bitume a caldo, e verrà steso in opera mediante macchina vibrofinitrice e compattato con rulli gommati e lisci.

1.3.1.1 Inerti

Il prelievo dei campioni di materiali inerti, per il controllo dei requisiti di accettazione appresso indicati, verrà effettuato secondo le norme C.N.R., Capitolo II del fascicolo 4/1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali").

Per il prelevamento dei campioni destinati alle prove di controllo dei requisiti di accettazione, così come per le modalità di esecuzione delle prove stesse, valgono le prescrizioni contenute nel fascicolo n. 4 delle Norme C.N.R. 1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali"), con l'avvertenza che la prova per la determinazione della perdita in peso sarà fatta col metodo Los Angeles secondo le Norme C.N.R. B.U n. 34 (del 28-3-1973) anziché col metodo DEVAL.

L'aggregato grosso (pietrischetti e graniglie) dovrà essere ottenuto per frantumazione ed essere costituito da elementi sani, duri, durevoli, approssimativamente poliedrici, con spigoli vivi, a superficie ruvida, puliti ed esenti da polvere o da materiali estranei.

L'aggregato grosso sarà costituito da pietrischetti e graniglie che potranno anche essere di provenienza o natura petrografica diversa, purché alle prove appresso elencate, eseguite su campioni rispondenti alla miscela che si intende formare, risponda ai seguenti requisiti.

- Per strati di collegamento (BINDER):

- perdita in peso alla prova Los Angeles eseguita sulle singole pezzature secondo le norme ASTM C 131 - AASHO T 96, inferiore al 25% (C.N.R. 34-1973);

- indice dei vuoti delle singole pezzature, secondo C.N.R., fascicolo 4/1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali"), inferiore a 0,80;

- coefficiente di imbibizione, secondo C.N.R., fascicolo 4/1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali") inferiore a 0,015 (C.N.R. 137-1992);

- materiale non idrofilo, secondo C.N.R., fascicolo 4/1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali").

Nel caso che si preveda di assoggettare al traffico lo strato di collegamento in periodi umidi od invernali, la perdita in peso per scuotimento sarà limitata allo 0,5%.

- Per strati di usura:
 - perdita in peso alla prova Los Angeles eseguita sulle singole pezzature secondo le norme ASTM C 131 - AASHTO T 96, inferiore od uguale al 20% (C.N.R. 34 -1973);
 - almeno un 30% in peso del materiale dell'intera miscela deve provenire da frantumazione di rocce che presentino un coefficiente di frantumazione minore di 100 e resistenza a compressione, secondo tutte le giaciture, non inferiore a 140 N/mm², nonché resistenza alla usura minima 0,6;
 - indice dei vuoti delle singole pezzature, secondo C.N.R., fascicolo n. 4/1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali"), inferiore a 0,85;
 - coefficiente di imbibizione, secondo C.N.R., fascicolo 4/1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali"), inferiore a 0,015 (C.N.R. 137-1992);
 - materiale non idrofilo, secondo C.N.R., fascicolo 4/1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali"), con limitazione per la perdita in peso allo 0,5%;
- Per le banchine di sosta saranno impiegati gli inerti prescritti per gli strati di collegamento e di usura di cui sopra.

In ogni caso i pietrischi e le graniglie dovranno essere costituiti da elementi sani, duri, durevoli, approssimativamente poliedrici, con spigoli vivi, a superficie ruvida, puliti ed esenti da polvere e da materiali estranei.

L'aggregato fino sarà costituito in ogni caso da sabbie naturali o di frantumazione che dovranno soddisfare ai requisiti dell' Art. 5 delle norme C.N.R. fascicolo n. 4 del 1953, ed in particolare:

- equivalente in sabbia, determinato con la prova AASHTO T 176, (e secondo la norma C.N.R. B.U. n. 27 del 30-3-1972) non inferiore al 55%;
- materiale non idrofilo, secondo C.N.R., fascicolo 4/1953 - ("Norme per l'accettazione dei pietrischi, dei pietrischetti, delle graniglie, delle sabbie e degli additivi per costruzioni stradali") con le limitazioni indicate per l'aggregato grosso. Nel caso non fosse possibile reperire il materiale della pezzatura 2 ÷ 5 mm necessario per la prova, la stessa dovrà essere eseguita secondo le modalità della prova Riedel-Weber con concentrazione non inferiore a 6.

Gli additivi minerali (fillers) saranno costituiti da polvere di rocce preferibilmente calcaree o da cemento, calce idrata, calce idraulica, polveri di asfalto e dovranno risultare alla setacciatura per via secca interamente passanti al setaccio n. 30 ASTM e per almeno il 65% al setaccio n. 200 ASTM.

Per lo strato di usura, a richiesta della Direzione dei Lavori, il filler potrà essere costituito da polvere di roccia asphaltica contenente il 6 ÷ 8% di bitume ad alta percentuale di asfalteni con penetrazione Dow a 25°C inferiore a 150 dmm.

Per fillers diversi da quelli sopra indicati è richiesta la preventiva approvazione della Direzione dei Lavori in base a prove e ricerche di laboratorio.

1.3.1.2 Legante

Il bitume, per gli strati di collegamento e di usura, dovrà essere del tipo "A" e "B" riportato

nel punto 1.2.1.2 della presente Sezione.

1.3.1.3 Miscela

1) Strato di collegamento (binder). La miscela degli aggregati da adottarsi per lo strato di collegamento dovrà avere una composizione granulometrica contenuta nel seguente fuso:

Serie crivelli e setacci U.N.I

Passante: % totale in peso

Crivello 25	100
Crivello 15	65 ÷ 100
Crivello 10	50 ÷ 80
Crivello 5	30 ÷ 60
Setaccio 2	20 ÷ 45
Setaccio 0,4	7 ÷ 25
Setaccio 0,18	5 ÷ 15
Setaccio 0,075	4 ÷ 8

Il tenore di bitume dovrà essere compreso tra il 4,5% ed il 5,5% riferito al peso degli aggregati (C.N.R. 38-1973).

Esso dovrà comunque essere il minimo che consenta il raggiungimento dei valori di stabilità Marshall e compattezza di seguito riportati.

Il conglomerato bituminoso destinato alla formazione dello strato di collegamento dovrà avere i seguenti requisiti:

- la stabilità Marshall, eseguita a 60°C su provini costipati con 75 colpi di maglio per ogni faccia, dovrà risultare in ogni caso uguale o superiore a 900 Kg. Inoltre il valore della rigidità Marshall, cioè il rapporto tra la stabilità misurata in Kg e lo scorrimento misurato in mm, dovrà essere in ogni caso superiore a 300 (C.N.R. 30-1973).

- Gli stessi provini per i quali viene determinata la stabilità Marshall dovranno presentare una percentuale di vuoti residui compresa tra 3 ÷ 7%. La prova Marshall eseguita su provini che abbiano subito un periodo di immersione in acqua distillata per 15 giorni, dovrà dare un valore di stabilità non inferiore al 75% di quello precedentemente indicato. Riguardo alle misure di stabilità e rigidità, sia per i conglomerati bituminosi tipo usura che per quelli tipo binder, valgono le stesse prescrizioni indicate per il conglomerato di base.

2) Strato di usura. La miscela degli aggregati da adottarsi per lo strato di usura dovrà avere una composizione granulometrica contenuta nei seguenti fusi:

Serie crivelli e setacci U.N.I	Passante: % totale in peso	Passante: % totale in peso
	Fuso tipo "A"	Fuso tipo "B"
Crivello 20	100	--
Crivello 15	90 - 100	100
Crivello 10	70 - 90	70 - 90

Crivello 5	40 - 55	40 - 60
Setaccio 2	25 - 38	25 - 38
Setaccio 0,4	11 - 20	11 - 20
Setaccio 0,18	8 - 15	8 - 15
Setaccio 0,075	6 - 10	6 - 10

Il legante bituminoso tipo "A" dovrà essere compreso tra il 4,5% ed il 6% riferito al peso totale degli aggregati (C.N.R. 38-1973).

L'uso del legante bituminoso tipo "B" è ammissibile soltanto in zone fredde (ad esempio quote elevate).

Il fuso tipo "A" dovrà comprendere le curve per strati di usura dello spessore compreso tra 4 e 6 cm.

Il fuso tipo "B" dovrà comprendere le curve per strati di usura dello spessore di 3 cm. Nelle zone con prevalenti condizioni climatiche di pioggia e freddo, dovranno essere progettate e realizzate curve granulometriche di "tipo spezzata", utilizzando il fuso "A" di cui sopra, con l'obbligo che la percentuale di inerti compresa fra il passante al crivello 5 ed il trattenuto al setaccio 2 sia pari al $10\% \pm 2\%$.

Per prevalenti condizioni di clima asciutto e caldo, si dovranno usare curve prossime al limite inferiore.

Il conglomerato dovrà avere i seguenti requisiti:

a) resistenza meccanica elevatissima, cioè capacità di sopportare senza deformazioni permanenti le sollecitazioni trasmesse dalle ruote dei veicoli sia in fase dinamica che statica, anche sotto le più alte temperature estive, e sufficiente flessibilità per poter seguire sotto gli stessi carichi qualunque assestamento eventuale del sottofondo anche a lunga scadenza.

Il valore della stabilità Marshall (C.N.R. 30-1973) eseguita a 60°C su provini costipati con 75 colpi di maglio per faccia dovrà essere di almeno 10.000 N [1000 Kg].

Inoltre il valore della rigidità Marshall, cioè il rapporto tra stabilità misurata in kg e lo scorrimento misurato in mm, dovrà essere in ogni caso superiore a 300.

La percentuale dei vuoti dei provini Marshall, sempre nelle condizioni di impiego prescelte, deve essere compresa fra 3% e 6%.

La prova Marshall eseguita su provini che abbiano subito un periodo di immersione in acqua distillata per 15 giorni, dovrà dare un valore di stabilità non inferiore al 75% di quelli precedentemente indicati;

b) elevatissima resistenza all'usura superficiale;

c) sufficiente ruvidezza della superficie tale da non renderla scivolosa;

d) grande compattezza: il volume dei vuoti residui a rullatura terminata dovrà essere compreso fra 4% e 8%.

Ad un anno dall'apertura al traffico, il volume dei vuoti residui dovrà invece essere compreso fra 3% e 6% e impermeabilità praticamente totale; il coefficiente di permeabilità misurato su uno dei provini Marshall, riferentisi alle condizioni di impiego prescelte, in permeametro a carico costante di 50 cm d'acqua, non dovrà risultare inferiore a 10 - 6 cm/sec.

Sia per i conglomerati bituminosi per strato di collegamento che per strato di usura, nel caso in cui la prova Marshall venga effettuata a titolo di controllo della stabilità del conglomerato prodotto, i relativi provini dovranno essere confezionati con materiale prelevato presso l'impianto di produzione ed immediatamente costipato senza alcun ulteriore riscaldamento.

In tal modo la temperatura di costipamento consentirà anche il controllo delle temperature operative. Inoltre, poiché la prova va effettuata sul materiale passante al crivello da 25 mm, lo stesso dovrà essere vagliato se necessario.

1.3.1.4 Controllo dei requisiti di accettazione.

Valgono le stesse prescrizioni indicate per lo strato di base.

1.3.1.5 Formazione e confezione degli impasti

Valgono le stesse prescrizioni indicate per lo strato di base, salvo che per il tempo minimo di miscelazione effettiva, che, con i limiti di temperatura indicati per il legante e gli aggregati, non dovrà essere inferiore a 25 secondi.

1.3.1.6 Attivanti l'adesione

Nella confezione dei conglomerati bituminosi dei vari strati (base, collegamento o binder e usura) dovranno essere impiegate speciali sostanze chimiche attivanti l'adesione dei bitumi - aggregato ("dopes" di adesività), costituite da composti azotati di natura e complessità varia, ovvero da ammine ed in particolare da alchilammido - poliammine ottenute per reazione tra poliammine e acidi grassi C16 e C18.

Si avrà cura di scegliere tra i prodotti in commercio quello che sulla base di prove comparative effettuate presso i Laboratori autorizzati avrà dato i migliori risultati e che conservi le proprie caratteristiche fisico - chimiche anche se sottoposto a temperature elevate e prolungate.

Detti additivi polifunzionali per bitumi dovranno comunque resistere alla temperatura di oltre 180° C senza perdere più del 20% delle loro proprietà fisico - chimiche.

Il dosaggio potrà variare a seconda delle condizioni d'impiego, della natura degli aggregati e delle caratteristiche del prodotto, tra lo 0,3% e lo 0,6% sul peso del bitume da trattare (da kg 0,3 a kg 0,6 per ogni 100 kg di bitume).

I tipi, i dosaggi e le tecniche di impiego dovranno ottenere il preventivo benessere della Direzione dei Lavori.

L'immissione delle sostanze attivanti nella cisterna del bitume (al momento della ricarica secondo il quantitativo percentuale stabilito) dovrà essere realizzata con idonee attrezzature tali da garantire la perfetta dispersione e l'esatto dosaggio (eventualmente mediante un completo ciclo di riciclaggio del bitume attraverso la pompa apposita prevista in ogni impianto), senza inconvenienti alcuno per la sicurezza fisica degli operatori.

Per verificare che detto attivante l'adesione bitume - aggregato sia stato effettivamente aggiunto al bitume del conglomerato la Direzione dei Lavori preleverà in contraddittorio con l'Impresa un campione del bitume additivato, che dovrà essere provato, su inerti acidi naturali (graniti, quarziti, silicei, ecc.) od artificiali (tipo ceramico, bauxite calcinata, "sinopal" od altro) con esito favorevole mediante la prova di spogliazione (di miscele di bitume - aggregato), la quale sarà eseguita secondo le modalità della Norma A.S.T.M. - D 1664/80.

Potrà essere inoltre effettuata la prova di spogliamento della miscela di legante idrocarburico ed aggregati in presenza di acqua (C.N.R. 138-1992) per determinare l'attitudine dell'aggregato a legarsi in modo stabile al tipo di legante che verrà impiegato in opera.

In aggiunta alle prove normalmente previste per i conglomerati bituminosi è particolarmente raccomandata la verifica dei valori di rigidezza e stabilità Marshall.

Inoltre dovranno essere effettuate le prove previste da C.N.R. 149-1992 per la valutazione dell'effetto di immersione in acqua della miscela di aggregati lapidei e leganti idrocarburici

per determinare la riduzione (Δ %) del valore di resistenza meccanica a rottura e di rigonfiamento della stessa miscela in conseguenza di un prolungato periodo di immersione in acqua (facendo ricorso alla prova Marshall (C.N.R. 30-1973), ovvero alla prova di trazione indiretta "Brasiliana" (C.N.R. n° 134/1991)).

Ai fini della sicurezza fisica degli operatori addetti alla stesa del conglomerato bituminoso (base, binder ed usura) l'autocarro o il veicolo sul quale è posta la cisterna dovrà avere il dispositivo per lo scarico dei gas combusti di tipo verticale al fine di evitare le dirette emissioni del gas di scarico sul retro. Inoltre dovranno essere osservate tutte le cautele e le prescrizioni previste dalla normativa vigente per la salvaguardia e la sicurezza della salute degli operatori suddetti."

1.4 TRATTAMENTI SUPERFICIALI

1.4.1 Generalità

Immediatamente prima di dare inizio ai trattamenti superficiali di prima o di seconda mano,

l'Impresa delimiterà i bordi del trattamento con un arginello in sabbia onde ottenere i trattamenti stessi profilati ai margini.

Ultimato il trattamento resta a carico dell'Impresa l'ulteriore profilatura mediante asportazione col piccone delle materie esuberanti e colmatura delle parti mancanti col pietrischetto bituminoso.

1.4.1.1 Trattamento con emulsione a freddo.

Preparata la superficie da trattare, si procederà all'applicazione dell'emulsione bituminosa al 55%, in ragione, di norma, di kg 3 per metro quadrato.

Tale quantitativo dovrà essere applicato in due tempi.

In un primo tempo sulla superficie della massicciata dovranno essere sparsi kg 2 di emulsione bituminosa e dm³ 12 di graniglia da mm 10 a mm. 15 per ogni metro quadrato.

In un secondo tempo, che potrà aver luogo immediatamente dopo, verrà sparso sulla superficie precedente il residuo di kg 1 di emulsione bituminosa e dm³ 8 di graniglia da mm 5 a mm 10 per ogni metro quadrato.

Allo spargimento della graniglia seguirà una leggera rullatura, da eseguirsi preferibilmente con rullo compressore a tandem, per ottenere la buona penetrazione della graniglia negli interstizi superficiali della massicciata.

Lo spargimento dell'emulsione dovrà essere eseguito con spanditrici a pressione che garantiscano l'esatta ed uniforme distribuzione, sulla superficie trattata, del quantitativo di emulsione prescritto per ogni metro quadrato di superficie nonché, per la prima applicazione, la buona penetrazione nel secondo strato della massicciata fino a raggiungere la superficie del primo, sì da assicurare il legamento dei due strati.

Lo spandimento della graniglia o materiale di riempimento dovrà essere fatto con adatte macchine che assicurino una distribuzione uniforme.

Per il controllo della qualità del materiale impiegato si preleveranno i campioni con le modalità stabilite precedentemente.

Indipendentemente da quanto possa risultare dalle prove di laboratorio e dal preventivo benessere da parte della Direzione dei Lavori sulle forniture delle emulsioni, l'Impresa resta sempre contrattualmente obbligata a rifare tutte quelle applicazioni che, dopo la loro esecuzione, non abbiano dato soddisfacenti risultati, e che sotto l'azione delle piogge abbiano dato segni di rammollimento, stemperamento o si siano dimostrate soggette a facile asportazione mettendo a nudo la sottostante massicciata.

1.4.1.2 Trattamento con bitume a caldo

Il trattamento con bitume a caldo, su pavimentazioni bitumate, sarà fatto utilizzando almeno 1 kg/m² di bitume, dopo una accurata ripulitura, fatta esclusivamente a secco, della pavimentazione esistente.

Gli eventuali rappezzi che si rendessero necessari saranno eseguiti con la stessa tecnica a cura e spese dell'Impresa.

L'applicazione di bitume a caldo sarà eseguita sul piano viabile perfettamente asciutto ed in periodo di caldo secco.

Ciò implica che i mesi più favorevoli sono quelli da maggio a settembre e che in caso di pioggia il lavoro si debba sospendere.

Il bitume sarà riscaldato a temperatura fra 160°C e 180°C entro adatte caldaie che permettano il controllo della temperatura stessa.

L'applicazione dovrà essere fatta mediante spanditrice a pressione in modo tale da garantire l'esatta distribuzione con perfetta uniformità su ogni metro quadrato del quantitativo di bitume prescritto.

Con tale applicazione, debitamente ed immediatamente ricoperta di graniglia di pezzatura corrispondente per circa il 70% alle massime dimensioni prescritte ed in quantità di circa m³ 1,20 per 100 m², dovrà costituirsi il manto per la copertura degli elementi pietrosi della massicciata precedentemente trattata con emulsione bituminosa.

Allo spandimento della graniglia seguirà una prima rullatura con rullo leggero e successivamente altra rullatura con rullo di medio tonnellaggio, non superiore alle t 14, in modo da ottenere la buona penetrazione del materiale nel bitume.

Per il controllo della qualità del materiale impiegato, si preleveranno i campioni con le modalità prescritte.

Verificandosi in seguito affioramenti di bitume ancora molle l'Impresa provvederà, senza ulteriore compenso, allo spandimento della conveniente quantità di graniglia nelle zone che lo richiedano, procurando che essa abbia ad incorporarsi nel bitume a mezzo di adatta rullatura leggera, in modo da saturarla completamente.

L'Impresa sarà obbligata a rifare, a sua cura, tutte quelle parti della pavimentazione che per cause qualsiasi dessero indizio di cattiva o mediocre riuscita e cioè presentassero accentuate deformazioni della sagoma stradale, ovvero ripetute abrasioni superficiali non giustificate dalla natura e dall'intensità del traffico.

L'Ente si riserva la facoltà di variare le modalità esecutive di applicazione del bitume a caldo, senza che per questo l'Appaltatore possa sollevare eccezioni ed avanzare particolari richieste di compensi.

Tanto nei trattamenti di prima mano con emulsione bituminosa, quanto in quelli di seconda mano con bitume a caldo, l'Impresa è obbligata a riportare sul capostrada la graniglia eventualmente non incorporata. Quella che decisamente non può essere assorbita andrà raccolta e depositata nelle piazzole, rimanendo di proprietà dell'Amministrazione.

Gli oneri di cui sopra sono compresi e compensati nei prezzi di Elenco e pertanto nessun maggior compenso spetta all'Impresa per tale titolo.

1.4.1.3 Trattamento a caldo con bitume liquido.

Il bitume liquido da impiegare per esecuzione di trattamenti dovrà essere quello ottenuto con flussaggio di bitume a penetrazione 100 ÷ 120 e costituito, se di tipo 150/300 per almeno l' 80% da bitume, se di tipo 350/700 per almeno l'85% da bitume e per la restante parte, in ambedue i casi, da olio di catrame.

I bitumi liquidi, da impiegarsi per l'esecuzione di trattamenti superficiali, dovranno avere le caratteristiche prescritte dal fascicolo n. 7 delle norme del C.N.R del 1957 .

Il tipo di bitume liquido da impiegarsi sarà prescritto dalla Direzione dei Lavori tenendo conto che per la temperatura ambiente superiore ai 15°C si dovrà dare la preferenza al bitume liquido 350/700, mentre invece con temperatura ambiente inferiore dovrà essere impiegato quello con viscosità 150/300.

In nessun caso si dovrà lavorare con temperature ambienti inferiori agli 8°C.

Con le consuete modalità si procederà al prelievo dei campioni prima dell'impiego, i quali verranno sottoposti all'analisi presso Laboratori Ufficiali.

Il lavoro di trattamento dovrà essere predisposto su metà strada per volta, onde non interrompere la continuità del traffico e la buona riuscita del lavoro.

Il vecchio manto bituminoso dovrà essere sottoposto ad una accurata operazione di depolverizzazione e raschiatura della superficie, mediante spazzoloni, scope metalliche e raschietti.

Così preparata la strada, la tratta da sottoporre a trattamento sarà delimitata lungo l'asse stradale per l'esecuzione a metà carreggiata per volta e poi, in modo uniforme, sarà distribuito sulla superficie, con distribuzione a pressione, il bitume liquido nella quantità media di 1 kg/m² previo suo riscaldamento a temperatura tra i 100°C e 110°C entro adatti apparecchi che permettano il controllo della temperatura stessa.

La distribuzione del bitume dovrà avvenire con perfetta uniformità su ogni metro quadrato nel quantitativo di bitume prescritto.

Dovranno evitarsi in modo assoluto le chiazze e gli eccessi di bitume, rimanendo stabilito che le aree così trattate dovranno essere raschiate e sottoposte a nuovo trattamento a totale spesa dell'Impresa.

Immediatamente dopo lo spandimento del bitume, la superficie stradale dovrà essere ricoperta con pietrischetto in ragione di litri 20 per metro quadrato, di cui litri 17 dovranno essere di pezzatura rigorosa da mm 16 a mm 18 e litri 3 di graniglia da mm 2 a mm 4.

Pertanto, gli ammannimenti rispettivi di pietrischetto e di graniglia su strada, dovranno essere fatti a cumuli alternati rispondenti singolarmente alle diverse pezzature e nei volumi rispondenti ai quantitativi fissati.

I quantitativi di pietrischetto e di graniglia così ammanniti verranno controllati con apposite misurazioni da eseguirsi prima dell'inizio della bitumatura.

Il pietrischetto della pezzatura più grossa verrà sparso uniformemente sulla superficie bitumata ed in modo che gli elementi siano fra di loro a stretto contatto.

Dopo pochi passaggi di rullo pesante si procederà al conguaglio delle eventuali irregolarità di sparsa del pietrischetto suddetto, facendo le opportune integrazioni e, quindi, si procederà allo spargimento della graniglia minuta ad intasamento dei vuoti rimasti fra gli elementi del pietrischetto precedentemente sparso.

Allo spandimento completo del pietrischetto e della graniglia seguirà la rullatura con rullo pesante, in modo da ottenere la buona penetrazione del materiale nel bitume.

Si dovrà aver cura che il pietrischetto e la graniglia, all'atto dello spargimento, siano bene asciutti ed in precedenza riscaldati dal sole rimanendo vietato l'impiego di materiale umido.

I tratti sottoposti a trattamento dovranno rimanere chiusi al traffico per almeno 18 ore e, quindi, la bitumatura dovrà essere eseguita su strisce di metà strada alternate alla lunghezza massima di m 300.

A tal fine l'Impresa dovrà disporre un apposito servizio di guardiania diurna e notturna per il pilotaggio del traffico, del cui onere s'è tenuto largamente conto nella determinazione del prezzo unitario.

L'Impresa provvederà a sua cura e spese all'apposizione di cartelli di segnalazione, cavalletti, ecc., occorrenti per la chiusura al traffico delle estese trattate.

Il pietrischetto che risulterà non incorporato nel bitume per nessun motivo potrà essere impiegato in trattamenti di altre estese di strada.

Infine l'Impresa provvederà, con i propri operai, all'esatta profilatura dei bordi della nuova pavimentazione, al ricollocamento in opera delle punteggiature marginali spostate dal compressore, nonché alla raschiatura ed eventuale pulitura di zanelle, di cordonate, di marciapiedi, imbrattati durante l'esecuzione dei lavori, essendo tali oneri stati compresi nella determinazione dei prezzi di Elenco.

Si pattuisce che quelle aree di trattamento che in prosieguo di tempo risultassero difettose, ovvero prive di penetrazione di pietrischetto e di graniglia, saranno dall'Appaltatore sottoposte, a totale sua spesa, ad un nuovo ed analogo trattamento.

8.A. Apparecchi d'appoggio

Vengono inseriti degli apparecchi d'appoggio strutturali in elastomero armato. Devono essere dotati di Marcatura CE. Vengono installati negli appoggi della spalla di nuova realizzazione in numero di 2. Hanno dimensioni 300x400x52 e devono essere del tipo Neoarm di Fip Industriale o di caratteristiche equivalenti.

Elab. 6

COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA
COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO
PROVINCIA DI BOLOGNA

STAZIONE APPALTANTE
COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA

Interventi di manutenzione straordinaria
del Ponte Bailey sul torrente Samoggia

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Bologna, giugno '13

*Studio Tecnico
Dott. Ing. Giovanni Picone Chiodo
Via Marco Emilio Lepido, 367 - 40132 Bologna
e-mail: ing.picone@gmail.com
Tel./Fax: 051402652*

PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la valutazione della sicurezza del Ponte Bailey sul Torrente Samoggia che collega il territorio del Comune di Anzola dell'Emilia a quello di San Giovanni in Persiceto ed in particolare collega la zona di Santa Maria in Strada alla zona di Borgata Città.

IL PONTE BAILEY

I ponti di tipo Bailey furono ideati e prodotti nella seconda guerra mondiale con l'obiettivo di ricostruire velocemente i ponti distrutti e permettere il transito anche di colonne militari.

Il ponte Bailey grazie alla sua composizione in elementi modulari in ferro presenta il vantaggio di una veloce messa in opera.

Il ponte in questione fu realizzato nei primi anni '50 e da allora non sembra avere avuto sostanziali variazioni, grandi opere di manutenzione o consolidamento.

Il ponte è composto da n. 3 campate, campata laterale di circa m 12,00 di tipo SS, campata centrale di tipo DS di circa 30,50, campata laterale di circa 9,00 di tipo SS.

Il tipo SS indica trave reticolare singola, il tipo DS indica n. 2 travi reticolari accoppiate.

E' stata rifatta la pavimentazione in lastre di ferro in luogo dell'originale pavimentazione in legno e di recente (anno 2011) è stato realizzato un nuovo parapiede in ferro.

Il carico massimo transitabile indicato dalla segnaletica verticale è di ton 5. Non esistendo alcuna limitazione di sagoma né in altezza né in larghezza il ponte viene comunque percorso da autocarri e trattori di peso superiore alle ton 5.

Oggi il ponte si presenta in un cattivo stato di manutenzione come meglio di seguito specificato.

VERIFICA DEL PONTE

Si è eseguita una modellazione del ponte e si è proceduto al calcolo per verificare l'effettiva capacità portante.

Si sono applicate le vigenti normative in materia ed in particolare si è fatto il Calcolo e la Verifica agli Stati limite secondo il D.M. 2008 – zona sismica 3.

E' risultato che il ponte ha una portata teorica di ton 3,5 per asse (ipotesi di n. 2 assi distanti m 2). Si sottolinea che tale portata è teorica e non reale a causa delle condizioni di degrado (di seguito indicate) nonché dell'età stessa del ponte. Inoltre il calcolo viene eseguito con ipotesi di cerniere e carrelli (ipotesi che in realtà non è veritiera come di seguito meglio specificato nelle condizioni di degrado).

CONDIZIONI DI DEGRADO

Si elencano di seguito le principali condizioni di degrado:

1) La ruggine al momento non sembra aver corroso la struttura reticolare a parte le traverse e le longarine nella zona delle spalle. Occorre eseguire una sabbiatura ed un trattamento antiruggine per evitare che in un futuro prossimo il ferro della struttura reticolare possa essere corroso. La presenza di vernice screpolata e sollevata permette l'accumulo di sporcizia ed il ristagno di acqua (piovana o di umidità) che accelera il processo di corrosione.

2) Gli appoggi sulle pile, anche se non sembra abbiano avuto spostamenti significativi, non sono idonei né correttamente dimensionati e soprattutto la superficie di contatto tra gli appoggi in ferro e le travi del ponte è molto ridotta, probabilmente sono stati posizionati pensando ad un uso provvisorio del ponte. Il rischio è soprattutto in caso di sisma o forti sollecitazioni poiché gli appoggi potrebbero ribaltarsi.

3) Le spalle: - La spalla lato Chiesa presenta appoggi in legno che appaiono suscettibili di cedimenti, le infiltrazioni di acqua e il contatto con il terreno hanno ammalorato il legno; si notano vistosi distacchi del tappetino bituminoso con relativo scalino nel punto di congiunzione tra il ponte e la strada. - La spalla lato Borgata Città presenta un basamento in conglomerato cementizio su cui appoggiano le travi portanti del ponte che non ha avuto cedimenti significativi, anche in questa zona vi sono vistosi distacchi del tappetino con relativo scalino nel punto di congiunzione tra il ponte e la strada.

4) La superficie calpestabile del ponte in lamiera striata è da sostituire poiché presenta pericolose sporgenze acuminate mettendo a rischio pedoni, ciclisti, motociclisti, rischio di foratura per gli autoveicoli, inoltre in alcune parti la lamiera è deformata e forata, in altre parti a causa della corrosione la lamiera è tagliata e staccata. Sono saltati molti morsetti che collegano la lamiera alle longarine, si rischia che delle lastre di lamiera striata possano completamente staccarsi dalla struttura del ponte.

5) Morsetti di collegamento tra gli elementi: mancano n. 17 morsetti.

6) Le pile non sono allineate con le spalle. Le pile in c.a. non sono state oggetto di verifica nel presente studio. Si ritiene che il ponte debba essere chiuso per piene del torrente.

7) Parapetti: il ponte presenta un parapetto basso nonché la possibilità di caduta attraverso gli elementi verticali; poiché il ponte è attraversato da pedoni, ciclisti e motociclisti è necessario che venga realizzato un parapetto.

8) Elementi deformati: vi sono alcuni elementi diagonali della trave reticolare deformati.

9) Alcuni tiranti non risultano essere tesi come dovrebbero, occorre che vengano messi in tensione o anche sostituiti.

Il ponte ad oggi non presenta rischio di un collasso improvviso.

Occorre però non sottovalutare soprattutto i problemi di appoggi sulle spalle e sulle pile. Non si è in grado di stabilire per quanto tempo il legno sulla spalla possa ancora assolvere al proprio compito poiché molto ammalorato e non si può non considerare che in caso di sisma o comunque di forti oscillazioni gli appoggi sulle pile potrebbero ribaltarsi.

INTERVENTI URGENTI

Affinché il ponte possa essere tenuto in esercizio si ritiene che la massa complessiva transitabile sia non superiore a ton 3.

Inoltre il ponte potrà sostenere tale carico dopo che saranno eseguiti i seguenti interventi:

- 1) Restringimento di carreggiata a m 2,00 per non far accedere mezzi pesanti e realizzazione di apposita segnaletica.
- 2) Limite di velocità di 10 km/h con apposita segnaletica e dissuasori di velocità orizzontali da apporre all'ingresso del ponte e nella mezzeria del ponte.
- 3) Messa in sicurezza appoggi sulle pile con realizzazione di nuovi appoggi in aiuto degli esistenti.
- 4) Realizzazione di spalla (lato Santa Maria in Strada) e demolizione della spalla esistente in legno.

- 5) Inserimento dei morsetti mancanti.
- 6) Verifica di tutti i tiranti e se necessario sostituzione.
- 7) Realizzazione parapetti.
- 8) Sabbiatura degli elementi in acciaio, trattamento antiruggine e verniciatura.
- 9) Nuova pavimentazione.

Prima dell'esecuzione di tali interventi occorrerà fare un controllo con cadenza mensile, o anche con cadenza minore nel caso di eventi importanti, delle seguenti parti:

- ❖ Appoggi sulle spalle
- ❖ Appoggi sulle pile
- ❖ Elementi arrugginiti
- ❖ Incastri dove mancano i morsetti
- ❖ Pavimentazione

Anche dopo gli interventi sopra descritti dovrà sempre essere eseguito un controllo periodico delle pile.

Giugno 2013

Dott. Ing. Giovanni Picone Chiodo

Elab. 7

COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA
COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO
PROVINCIA DI BOLOGNA

STAZIONE APPALTANTE
COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA

Interventi di manutenzione straordinaria
del Ponte Bailey sul torrente Samoggia

Documentazione fotografica

Bologna, giugno '13

Studio Tecnico
Dott. Ing. Giovanni Picone Chiodo
Via Marco Emilio Lepido, 367 - 40132 Bologna
e-mail: ing.picone@gmail.com
Tel./Fax: 051402652

















Elab. 10

COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA
COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO
PROVINCIA DI BOLOGNA

STAZIONE APPALTANTE
COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA

Interventi di manutenzione straordinaria
del Ponte Bailey sul torrente Samoggia

Computo Metrico Estimativo

Bologna, giugno '13

Studio Tecnico
Dott. Ing. Giovanni Picone Chiodo
Via Marco Emilio Lepido, 367 - 40132 Bologna
e-mail: ing.picone@gmail.com
Tel./Fax: 051402652

COMPUTO METRICO

OGGETTO: Opere di manutenzione straordinaria del ponte Bailey sul torrente Samoggia, posto al confine tra il comune di San Giovanni in Persiceto e Anzola dell'Emilia in località Borgata Città/Santa Maria in Strada

COMMITTENTE: Comune di Anzola dell'Emilia

Data, 26/06/2013

IL TECNICO
Ing. Giovanni Picone Chiodo

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	R I P O R T O							
	<u>LAVORI A MISURA</u>							
1 F01016	Bagno chimico portatile, realizzato in materiale plastico antiurto, delle dimensioni di 110 x 110 x 230 cm, peso 75 kg, allestimento in opera e successivo smontaggio a fine lavori, ... a con disgregante chimico, fornitura carta igienica, trasporto e smaltimento rifiuti speciali, costo di utilizzo mensile Accantieramento					2,00		
	SOMMANO cad					2,00	130,00	260,00
2 F01014	Trasporto in cantiere, posizionamento e rimozione di monoblocco prefabbricato con pannelli di tamponatura strutturali, compreso allacciamenti alle reti di servizi Accantieramento					2,00		
	SOMMANO cad					2,00	286,33	572,66
3 F01013.b	Prefabbricato monoblocco con pannelli di tamponatura strutturali, tetto in lamiera grecata zincata, soffitto in doghe preverniciate con uno strato di lana di roccia, pareti in pann ... costo di utilizzo della soluzione per un mese (esclusi gli arredi): dimensioni 4500 x 2400 mm con altezza pari a 2700 mm Accantieramento					4,00		
	SOMMANO cad					4,00	50,57	202,28
4 F01017.a	Recinzione provvisoria modulare da cantiere in pannelli di altezza 2.000 mm e larghezza 3.500 mm, con tamponatura in rete elettrosaldata con maglie da 35 x 250 mm e tubolari latera ... i con collare, comprese aste di controventatura: allestimento in opera e successivo smontaggio e rimozione a fine lavori Accantieramento					100,00		
	SOMMANO cad					100,00	1,14	114,00
5 F01042.f	Segnalamento di cantieri temporanei costituito da cartelli conformi alle norme stabilite dal Codice della Strada e dal Regolamento di attuazione, con scatolatura perimetrale di rin ...), in lamiera di acciaio spessore 10/10 mm; costo di utilizzo del segnale per un mese: lato 120 cm, rifrangenza classe 2 Accantieramento Maggior costo per il secondo mese					6,00 6,00		
	SOMMANO cad					12,00	7,71	92,52
6 00.000.0002	Smontaggio di pannelli portanti del ponte compreso l'utilizzo di attrezzatura meccanica (autogru) necessaria per eseguire le opere e successivo riposizionamento. Compreso inoltre eventuale fornitura di dispositivi metalli (perni, ganci, ecc..) in sostituzione di quelli rimossi. Campata lato sud-est (S.M. in Strada)					6,00		
	SOMMANO cad.					6,00	256,00	1'536,00
7 54.005.010.b	Preparazione di carpenterie metalliche per la verniciatura o altro trattamento di protezione, mediante sabbiatura eseguita con inerti silicei, compresi oneri per contenere la dispe ... finite e quant'altro occorra per dare il lavoro finito a regola d'arte: sabbiatura a metallo quasi bianco (grado Sa 2,5) Da eseguirsi sulle travi principali travata unica travata centrale	4,00 6,00	53,00 30,60	1,550 1,550		328,60 284,58		
	A R I P O R T A R E					613,18		2'777,46

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	R I P O R T O					613,18		2'777,46
8	Da eseguirsi sull'orditura principale e secondaria Parapiede	3,00	53,00	5,460		868,14		
		2,00	53,00	0,300		31,80		
	SOMMANO m²					1'513,12	12,20	18'460,06
54.005.025	Verniciatura di carpenterie metalliche, già preparate con sabbiatura a metallo quasi bianco con ciclo costituito da una mano di zincante epossidico (s = 75 micron), una mano di intermedio epossidico (s = 120 micron) e finitura con una o due mani di smalto poliuretano (s = 50 micron). Da eseguirsi sulle travi principali							
	travata unica	4,00	53,00	1,550	2,000	657,20		
	travata centrale	4,00	30,60	1,550	2,000	379,44		
	Da eseguirsi sull'orditura principale e secondaria Parapiede	3,00	53,00	5,460	2,000	1'736,28		
		2,00	53,00	0,300		31,80		
	SOMMANO m²					2'804,72	15,20	42'631,74
9	Ponteggi con sistema a telaio realizzati in tubolari metallici, con altezze anche oltre i 20 m, prodotti da azienda in possesso di autorizzazione ministeriale ed eseguiti con l'imp ... comprensivo di trasporto, approvvigionamento, scarico avvicinamento e tiro in alto dei materiali, per i primi 30 giorni							
F01095.a	Da eseguirsi per le lavorazioni sulla struttura del ponte	4,00	53,00	5,460		1'157,52		
	SOMMANO m²					1'157,52	7,81	9'040,23
10	Rimozione vecchia pavimentazione compreso nolo di attrezzatura necessaria e trasporto e smaltimento in pubblica discarica, compresa la rimozione e accatastamento in cantiere delle longarine in acciaio.							
00.000.0001			53,00	3,760		199,28		
	SOMMANO m2					199,28	17,00	3'387,76
11	Piattaforma aerea di vari tipi fino a m 20, compresa la continua assistenza di un operaio addetto alla manovra per 8 ore giornaliere: - per il primo giorno, compreso primo e ultimo trasporto esclusi nulla osta e permessi							
NT.021.001						10,00		
	SOMMANO gg					10,00	520,00	5'200,00
12	Rimozione e stoccaggio in cantiere per successivo riposizionamento, con l'ausilio di mezzo meccanico, di gabbioni scatolari in rete metallica riempiti di ciottolame							
RD.001.001	NUOVA SPALLA LATO CHIESA S.M. IN STRADA					1,00		
	SOMMANO a corpo					1,00	300,00	300,00
13	Scavo di sbancamento effettuato con mezzi meccanici compresa la rimozione di arbusti e ceppaie e trovanti di dimensione non superiore a 0,25 m³, la profilatura delle pareti, la reg ... cantiere fino ad una distanza massima di 1.500 m: in rocce sciolte (argilla, sabbia, ghiaia, terreno vegetale e simili)							
A01001.a	NOUVA SPALLA LATO CHIESA S.M. IN STRADA							
	Da eseguirsi su l'area di insistenza della nuova struttura		9,00	3,100	2,150	59,99		
	Da eseguirsi per la pulizia generale dell'area antistante		9,00	8,250	0,200	14,85		
	SOMMANO m³					74,84	4,45	333,04
14	Scavo a sezione obbligata, fino alla profondità di 2 m, compresa							
	A R I P O R T A R E							82'130,29

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	R I P O R T O							82'130,29
A01002.a	l'estrazione e l'aggotto di eventuali acque nonché la rimozione di arbusti, ceppaie e trovanti di dimensione non su ... l materiale scavato fino ad un massimo di 1.500 m: in rocce sciolte (argilla, sabbia, ghiaia, terreno vegetale e simili) NUOVA SPALLA LATO CHIESA S.M. IN STRADA FONDAZIONE		9,00	8,200	4,960	366,05		
	SOMMANO m³					366,05	5,10	1'866,86
15 A03017.d	Magrone di sottofondazione eseguito mediante getto di conglomerato cementizio preconfezionato a dosaggio con cemento 32.5 R, per operazioni di media-grande entità, eseguito secondo ... a perfetta regola d'arte, esclusi i soli ponteggi, le casseforme, e ferro di armatura, con i seguenti dosaggi: 300 kg/m³ NUOVA SPALLA LATO CHIESA S.M. IN STRADA FONDAZIONE		12,00	6,000	0,200	14,40		
	SOMMANO m³					14,40	97,32	1'401,41
16 A03020.a	Casseforme rette o centinate per getti di conglomerati cementizi semplici o armati compreso armo, disarmante, disarmo, opere di puntellatura e sostegno fino ad un'altezza di 4 m da ... rficie effettiva delle casseforme a contatto con il calcestruzzo: per plinti di fondazione: legno (sottomisure di abete) NOUVA SPALLA LATO CHIESA S.M. IN STRADA FONDAZIONE		22,00		0,800	17,60		
	SOMMANO m²					17,60	36,51	642,58
17 A02041	Gabbia di armatura costituita da barre di acciaio ad aderenza migliorata del tipo B450 C, fornita, lavorata e posta in opera compresa la saldatura degli stessi e l'eventuale legatura con filo di ferro cotto NUOVA SPALLA LATO CHIESA S.M. IN STRADA FONDAZIONE				950,000	950,00		
	SOMMANO kg					950,00	1,67	1'586,50
18 A03018.a	Conglomerato cementizio preconfezionato a resistenza caratteristica e classe di esposizione XC1, dimensione massima degli inerti pari a 31,5 mm, classe di lavorabilità (slump) S4 (... eggi, casseforme e ferro di armatura: per opere di fondazione: classe di resistenza a compressione C25/30 (Rck 30 N/mm²) NOUVA SPALLA LATO CHIESA S.M. IN STRADA FONDAZIONE		6,00	5,000	0,800	24,00		
	SOMMANO m³					24,00	155,63	3'735,12
19 A03021.a	Casseforme rette o centinate per getti di conglomerati cementizi semplici o armati compreso armo, disarmante, disarmo, opere di puntellatura e sostegno fino ad un'altezza di 4 m da ... ttiva delle casseforme a contatto con il calcestruzzo: per pareti rettilinee in elevazione: legno (sottomisure di abete) NUOVA SPALLA LATO CHIESA S.M. IN STRADA ELEVAZIONE		14,40		4,120	59,33		
	SOMMANO m²					59,33	35,83	2'125,79
20 A02041	Gabbia di armatura costituita da barre di acciaio ad aderenza migliorata del tipo B450 C, fornita, lavorata e posta in opera compresa la saldatura degli stessi e l'eventuale legatura con filo di ferro cotto NUOVA SPALLA LATO CHIESA S.M. IN STRADA ELEVAZIONE				1100,000	1'100,00		
	SOMMANO kg					1'100,00		93'488,55
	A R I P O R T A R E					1'100,00		93'488,55

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	R I P O R T O					1'100,00		93'488,55
21 A03018.a	SOMMANO kg Conglomerato cementizio preconfezionato a resistenza caratteristica e classe di esposizione XC1, dimensione massima degli inerti pari a 31,5 mm, classe di lavorabilità (slump) S4 (... eggi, casseforme e ferro di armatura: per opere di fondazione: classe di resistenza a compressione C25/30 (Rck 30 N/mm²) NUOVA SPALLA LATO CHIESA S.M. IN STRADA ELEVAZIONE		6,00	1,200	4,120	1'100,00 29,66	1,67	1'837,00
	SOMMANO m³					29,66	155,63	4'615,99
22 19.10.008	Apparecchi di appoggio in neoprene. Fornitura e posa in opera di apparecchi di appoggio in neoprene. La fornitura verrà eseguita secondo le norme tecniche di capitolato ed i disegni ... so l'uso di malta di allettamento altrimenti compensata ed ogni altro onere per dare compiuto il lavoro a regola d'arte. NUOVA SPALLA LATO S.M. IN STRADA Appoggi Maggior costo per lamierini metallici interposti	2,00 3,00	3,00 3,00	4,000 4,000	0,520 0,520	12,48 18,72		
	SOMMANO dm³					31,20	40,00	1'248,00
23 C01010.a	Rinterro compreso l'avvicinamento dei materiali, il compattamento a strati dei materiali impiegati fino al raggiungimento delle quote del terreno preesistente ed il costipamento prescritto: con materiale di risulta proveniente da scavo NUOVA SPALLA LATO S.M. IN STRADA					371,00		
	SOMMANO m³					371,00	7,25	2'689,75
24 A17005.b	Carpenteria metallica di qualsiasi sezione e dimensione per travature semplici o composte per solai, ossature, rampanti e ripiani, scale, pensiline, balconi, ecc. con fori, piastre ... gine, comprese opere murarie e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte: per travature composte TRAVI IN ACCIAIO IN SOSTITUZIONE DELLE TRAVERSE (IPE 240) DANNEGGIATE O AMMALORATE INDIVIDUATE DALLA D.L.	2,00	5,45		30,700	334,63		
	SOMMANO kg					334,63	3,70	1'238,13
25 AL.009	Carpenteria metallica per dispositivi di ancoraggio di travi di ferro (profilati) di qualsiasi tipo compreso, sfridi, saldature, fori, mano di antiruggine e montaggio NUOVA PAVIMENTAZIONE Da eseguirsi per la fornitura e posa dei morsetti di bloccaggio delle traverse con la trave reticolare, di manifattura uguale o similare a quella esistente. Da eseguirsi per il controllo ed eventuale sostituzione dei tiranti su indicazione della D.L.					17,00 22,00		
	SOMMANO cad					39,00	150,00	5'850,00
26 20.001.002	Fornitura e posa in opera di lastre in lamiera striata di spessore S=5 mm, compreso dispositivi e bolloneria per serraggio/ancoraggio alle strutture esistenti, e tutto quanto per dare il lavoro finito a regola d'arte. NUOVA PAVIMENTAZIONE		53,00	3,760	44,300	8'828,10		
	SOMMANO kg					8'828,10	1,50	13'242,15
	A R I P O R T A R E							124'209,57

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	R I P O R T O							124'209,57
27 A17009.c	Grigliato elettroforgiato realizzato in acciaio S255 JR secondo UNI EN 10025/95 zincato a caldo a norme UNI EN ISO 1461/99 con collegamento in tondo liscio e/o quadro ritorto, dime ... o pedonale industriale: peso 18 kg/m ² , con maglia 34 x 38 mm e piatto portante 25 x 2 mm, collegamento in quadro ritorto PARAPETTO	2,00	53,00		1,000	106,00		
	SOMMANO m ²					106,00	45,00	4'770,00
28 B02070	Ricostruzione di copriferro in elementi strutturali in calcestruzzo armato mediante malta premiscelata antiritiro: - puntellamento eseguito secondo le modalità previste nel progett ... ico a ritiro controllato o a base di legante espansivo; - nebulizzazione di acqua durante le prime 24 ore di indurimento APPOGGI SU PILE Da eseguirsi su parti orizzontali e verticali		2,00	10,000		20,00		
	SOMMANO m ²					20,00	33,14	662,80
29 A17005.b	Carpenteria metallica di qualsiasi sezione e dimensione per travature semplici o composte per solai, ossature, rampanti e ripiani, scale, pensiline, balconi, ecc. con fori, piastre ... gine, comprese opere murarie e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte: per travature composte APPOGGI SU PILE Da eseguirsi sulla spalla lato chiesa S.M. in Strada Da eseguirsi sulla spalla lato Borgata Città		16,00 16,00		42,600 20,400	681,60 326,40		
	SOMMANO kg					1'008,00	3,70	3'729,60
30 A01002.a	Scavo a sezione obbligatoria, fino alla profondità di 2 m, compresa l'estrazione e l'aggotto di eventuali acque nonché la rimozione di arbusti, ceppaie e trovanti di dimensione non su ... l materiale scavato fino ad un massimo di 1.500 m: in rocce sciolte (argilla, sabbia, ghiaia, terreno vegetale e simili) SISTEMAZIONE PIANO STRADALE LATO BORGATA CITTA' Realizzazione di un cordolo di separazione tra la pavimentazione stradale e la spalla.		7,00	1,200	1,500	12,60		
	SOMMANO m ³					12,60	5,10	64,26
31 A03017.d	Magrone di sottofondazione eseguito mediante getto di conglomerato cementizio preconfezionato a dosaggio con cemento 32.5 R, per operazioni di media-grande entità, eseguito secondo ... a perfetta regola d'arte, esclusi i soli ponteggi, le casseforme, e ferro di armatura, con i seguenti dosaggi: 300 kg/m ³ SISTEMAZIONE PIANO STRADALE LATO BORGATA CITTA' Realizzazione di un cordolo di separazione tra la pavimentazione stradale e la spalla.		7,00	1,200	0,100	0,84		
	SOMMANO m ³					0,84	97,32	81,75
32 A03020.a	Casseforme rette o centinate per getti di conglomerati cementizi semplici o armati compreso armo, disarmante, disarmo, opere di puntellatura e sostegno fino ad un'altezza di 4 m da ... rfcie effettiva delle casseforme a contatto con il calcestruzzo: per plinti di fondazione: legno (sottomisure di abete) SISTEMAZIONE PIANO STRADALE LATO BORGATA CITTA' Realizzazione cordolo di separazione tra la pavimentazione stradale e la spalla.		14,00		0,400	5,60		
	SOMMANO m ²					5,60	36,51	204,46
	A R I P O R T A R E							133'722,44

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	R I P O R T O							133'722,44
33 A02041	Gabbia di armatura costituita da barre di acciaio ad aderenza migliorata del tipo B450 C, fornita, lavorata e posta in opera compresa la saldatura degli stessi e l'eventuale legatura con filo di ferro cotto SISTEMAZIONE PIANO STRADALE LATO BORGATA CITTA' Realizzazione di un cordolo di separazione tra la pavimentazione stradale e la spalla.				72,000	72,00		
	SOMMANO kg					72,00	1,67	120,24
34 A03018.a	Conglomerato cementizio preconfezionato a resistenza caratteristica e classe di esposizione XC1, dimensione massima degli inerti pari a 31,5 mm, classe di lavorabilità (slump) S4 (... eggi, casseforme e ferro di armatura: per opere di fondazione: classe di resistenza a compressione C25/30 (Rck 30 N/mm²) SISTEMAZIONE PIANO STRADALE LATO BORGATA CITTA' Realizzazione di un cordoli di separazione tra la pavimentazione stradale e la spalla.		6,00	1,000	0,400	2,40		
	SOMMANO m³					2,40	155,63	373,51
35 A03021.a	Casseforme rette o centinate per getti di conglomerati cementizi semplici o armati compreso armo, disarmante, disarmo, opere di puntellatura e sostegno fino ad un'altezza di 4 m da ... ttiva delle casseforme a contatto con il calcestruzzo: per pareti rettilinee in elevazione: legno (sottomisure di abete) SISTEMAZIONE PIANO STRADALE LATO BORGATA CITTA' Realizzazione di un cordolo di separazione tra la pavimentazione stradale e la spalla.		14,00		1,000	14,00		
	SOMMANO m²					14,00	35,83	501,62
36 A02041	Gabbia di armatura costituita da barre di acciaio ad aderenza migliorata del tipo B450 C, fornita, lavorata e posta in opera compresa la saldatura degli stessi e l'eventuale legatura con filo di ferro cotto SISTEMAZIONE PIANO STRADALE LATO BORGATA CITTA' Realizzazione di un cordolo di separazione tra la pavimentazione stradale e la spalla.				72,000	72,00		
	SOMMANO kg					72,00	1,67	120,24
37 A03018.a	Conglomerato cementizio preconfezionato a resistenza caratteristica e classe di esposizione XC1, dimensione massima degli inerti pari a 31,5 mm, classe di lavorabilità (slump) S4 (... eggi, casseforme e ferro di armatura: per opere di fondazione: classe di resistenza a compressione C25/30 (Rck 30 N/mm²) SISTEMAZIONE PIANO STRADALE LATO BORGATA CITTA' Realizzazione di un cordolo di separazione tra la pavimentazione stradale e la spalla.		6,00	0,400	1,000	2,40		
	SOMMANO m³					2,40	155,63	373,51
38 DS.011.001	Strato di base formato da misto litoide a granulometria assortita con inerte e legante naturale, posto in opera per la formazione di fondazione stradale o cortiliva, compreso la sp ... costante spessore di conglomerato. Misura dei materiali in cumulo o su autocarri in arrivo: - per quantità fino a m³ 300 SISTEMAZIONE PIANO STRADALE IN ENTRAMBI ILATI DEL PONTE	2,00	10,00	5,000	0,150	15,00		
	SOMMANO m³					15,00	40,00	600,00
	A R I P O R T A R E							135'811,56

QUADRO ECONOMICO

Importo totale dei lavori a base d'asta	€ 138,741.56
Importo oneri per la sicurezza (non soggetti a ribasso)	€ 4,162.25
Importo complessivo dei lavori	€ 142,903.81
iva 21%	€ 30,009.80
Importo lavori comprensivo di iva	€ 172,913.61

Spese di progettazione, direzione lavori, coordinamento lavori progettazione/esecuzione	€ 19,950.00
Collaudo	€ 1,500.00
Sommano	€ 21,450.00
contributo integrativo inarcassa 4%	€ 858.00
sommano	€ 22,308.00
iva 21%	€ 4,684.68
Totale spese tecniche comprensivo oneri	€ 26,992.68

Totale € **199,906.29**

giu-13

COMUNE DI ANZOLA DELL'EMILIA

PROVINCIA DI BOLOGNA

DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA COMUNALE

Numero Delibera **102** del **27/06/2013**

AREA TECNICA

OGGETTO

APPROVAZIONE PROGETTO DEFINITIVO DEI LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE BAILEY SUL TORRENTE SAMOGGIA.

PARERI DI CUI ALL' ART. 49 DEL DECRETO LEGISLATIVO 18.08.2000 N. 267

<p>IL DIRETTORE DELL'AREA INTERESSATA</p>	<p>Per quanto concerne la REGOLARITA' TECNICA esprime parere: FAVOREVOLE</p> <p>IL DIRETTORE AREA TECNICA</p> <p>Data 26/06/2013</p> <p>FORNALE' DAVIDE</p>
<p>IL DIRETTORE AREA ECONOMICO / FINANZIARIA E CONTROLLO</p>	<p>Per quanto concerne la REGOLARITA' CONTABILE esprime parere: FAVOREVOLE</p> <p>IL DIRETTORE AREA ECONOMICO/FINANZIARIA E CONTROLLO</p> <p>Data 26/06/2013</p> <p>BARBIERI CLAUDIA</p>

DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA COMUNALE NR. 102 DEL 27/06/2013

Letto, approvato e sottoscritto.

IL SINDACO
ROPA LORIS

IL SEGRETARIO GENERALE
CICCIA ANNA ROSA

ANZOLA DELL'EMILIA, Lì 01/07/2013