

allegato n.

11.1.1

titolo abbreviato:

SP EX SS N 415 - LOTTO 3



PROVINCIA DI CREMONA
SETTORE INFRASTRUTTURE STRADALI

S.P. ex S.S. n. 415 "PAULLESE"
AMMODERNAMENTO TRATTO "CREMA-SPINO D'ADDA"

LOTTO N. 3 - "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA"
LAVORI DI RADDOPPIO DEL PONTE SUL FIUME ADDA
E DEI RELATIVI RACCORDI IN PROVINCIA DI CREMONA E LODI

emissione	descrizione	disegnato	data emissione
1	revisione a seguito verifica UTP		FEBBRAIO 2016
0	prima emissione		DICEMBRE 2015
livello:		codice CUP:	
PROGETTO DEFINITIVO		G41B03000270002	
elaborato:		codice:	
O.A. N.1 - PONTE SUL FIUME ADDA FONDAZIONI E PALI - RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE DI CUI AGLI ARTT. 10.1 - 10.2 DEL D.M. 14.01.2008		PS.NP.SF.01	
		allegato n.:	scala:
		11.1.1	
IL PROGETTISTA SPECIALISTICO	IL PROGETTISTA GENERALE	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	data
(Ing. Fabio Scaroni) Ingegnere Fabio Scaroni Civile ed Ambientale Ingegneria dell'Infrastruttura	(Ing. Davide Pisana) 	(Ing. Roberto Vanzini) 	27 MAG. 2016
Percorso file U:\Lavori\091\Projects\SS415\PONTE SPINO\Definitivo_CR\00_COPERTINE.dwg			

S.P. CR ex S.S. 415"PAULLESE" : Ammodernamento tratto Crema - Spino d'Adda

LOTTO 3

RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE Art. 10.1 e 10.2 D.M. 14 Gennaio 2008

FONDAZIONI E PALI RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

1.	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	3
2.	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO	9
2.1	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	13
3.	DESCRIZIONE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE E DEI PARAMETRI DI CALCOLO	16
3.1	SPALLE E PILE	16
4.	DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI	18
5.	DURABILITA'	18
6.	SOFTWARE UTILIZZATI –TIPO DI ELABORATORE	18
7.	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'	19
8.	PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO	20

1. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

L'opera consta di un impalcato a campata continua su 3 campate, di lunghezza in asse appoggi pari a 48.50 – 93.08 – 48.50 m a tracciato rettilineo, realizzato in struttura composta acciaio-calcestruzzo.

La sovrastruttura si compone di una travata metallica costituita da un cassone metallico di altezza variabile tra 1910-2047 mm (appoggio spalle e mezzeria campata centrale) mm e 4310-4447 mm (appoggio pila).

La sede stradale presenta una monopendenza garantita agendo sull'altezza complessiva della trave per cui risulta un'altezza complessiva della trave esterna sx variabile tra 1910 e 4310 mm ed un'altezza complessiva della trave esterna dx variabile tra 2047 e 4447 mm. La soletta collaborante in cls ha uno spessore costante pari a 25 cm (5+20). La travata, realizzata in acciaio tipo S355JOW (corten) successivamente verniciato per motivi estetici, è dotato di traversi reticolari secondari posti ad interasse longitudinale tipico pari a 4.0 m. . Le anime ed il cassone inferiore delle travi metalliche principali sono irrigidite da un sistema di irrigidimenti trasversali 400x200x16 mm (stiffner), completati da irrigidimenti longitudinali (rib 200x100x20) I traversi principali di spalla sono realizzati mediante una lastra piena da 24 mm, opportunamente irrigidita, dotata di piattabanda superiore da 1200x300 mm (quest'ultima è posta a contatto della soletta in calcestruzzo). L'intera travata è suddivisa diverse tipologie di conci giuntati mutuamente saldature testa a testa a completa penetrazione. I traversi secondari sono costituiti da:

primi 3 traversi dall'appoggio di spalla:

- n. 1 corrente superiore, ordito tra le estremità superiori delle due anime, realizzato mediante una coppia di profili ad UPN240, accoppiati a distanza mutua pari a 16.0 mm;
- n. 2 diagonali, realizzati con una 4 profili 100x150x14 disposti a croce, accoppiati a distanza mutua pari a 16.0 mm
- n. 1 corrente inferiore, ordito tra le estremità inferiori delle due anime, realizzato mediante una sezione a T 400/16 x 200/16 mm;

I diagonali sono collegati ai correnti per mezzo di una piastra di nodo di spessore pari a 16.0 mm.

Tutti i rimanenti traversi

- n. 1 corrente superiore, ordito tra le estremità superiori delle due anime, realizzato mediante una coppia di profili ad UPN240, accoppiati a distanza mutua pari a 16.0 mm;
- n. 2 diagonali, realizzati mediante una coppia di profili ad UPN240, accoppiati a distanza mutua pari a 16.0 mm;
- n. 1 corrente inferiore, ordito tra le estremità inferiori delle due anime, realizzato mediante una sezione a T 400/16 x 200/16 mm;

I diagonali sono collegati ai correnti per mezzo di una piastra di nodo di spessore pari a 16.0 mm.

Le diverse parti dei traversi secondari sono collegate mediante bullonature. E' prevista, in fase di montaggio, l'adozione di un controvento di torsione superiore costituito da profili L140x10 mm.

FONDAZIONI E PALI RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

L'intera travata è suddivisa in diverse tipologie di conci giuntati mutuamente mediante saldature testa a testa a completa penetrazione

L'intera struttura è posta su appoggi a cerniera sferica e vincoli sismici a collasso rappresentati da muretti in c.a. sagomati solidali alle pile/spalle.

Lo schema di vincolo viene realizzato in modo tale da garantire una spalla fissa ed una mobile mediante opportuni disaccoppiamenti delle azioni verticali da quelle orizzontali sugli appoggi.

Le spalle sono previste a parete piena in calcestruzzo impostate su una fondazione costituita da una zattera in c.a. di elevata rigidità a sua volta fondata su n° 9 pali trivellati in c.a. del diametro pari a 1500 mentre per le pile i pali saranno 8 del diametro pari a 1500 mm

Le lunghezze dei pali sono le seguenti:

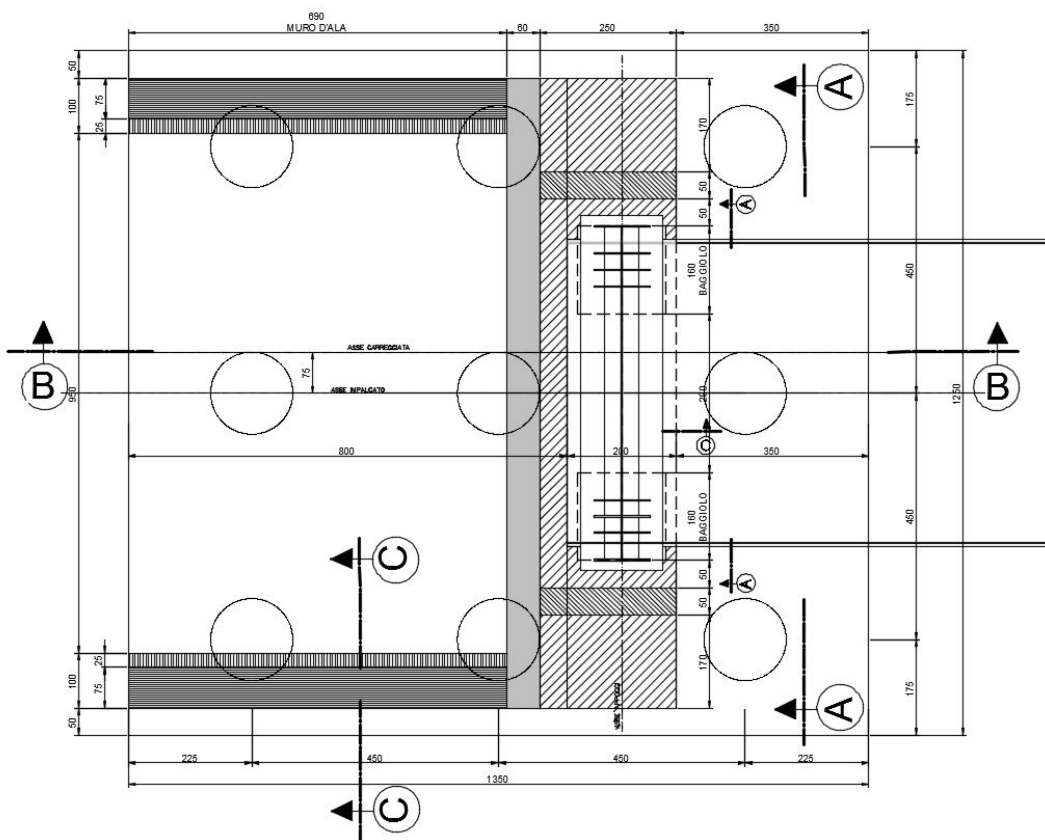
SPALLA A (lato milano) $L = 28.00$ mt

SPALLA B (lato CREMONA) $L = 30.00$ mt

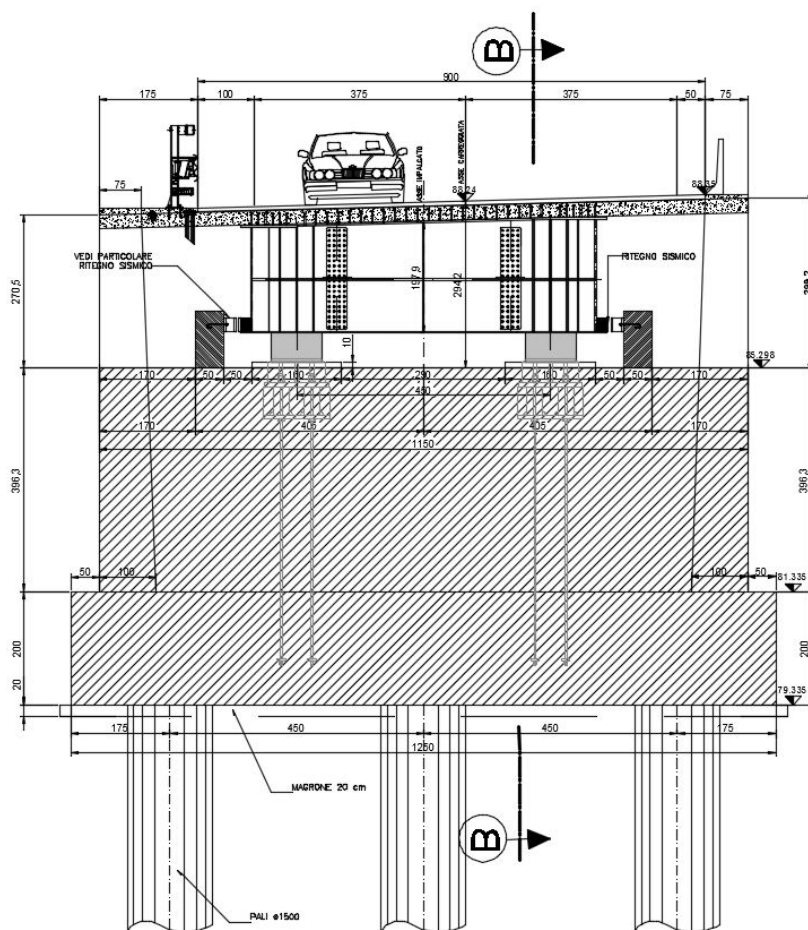
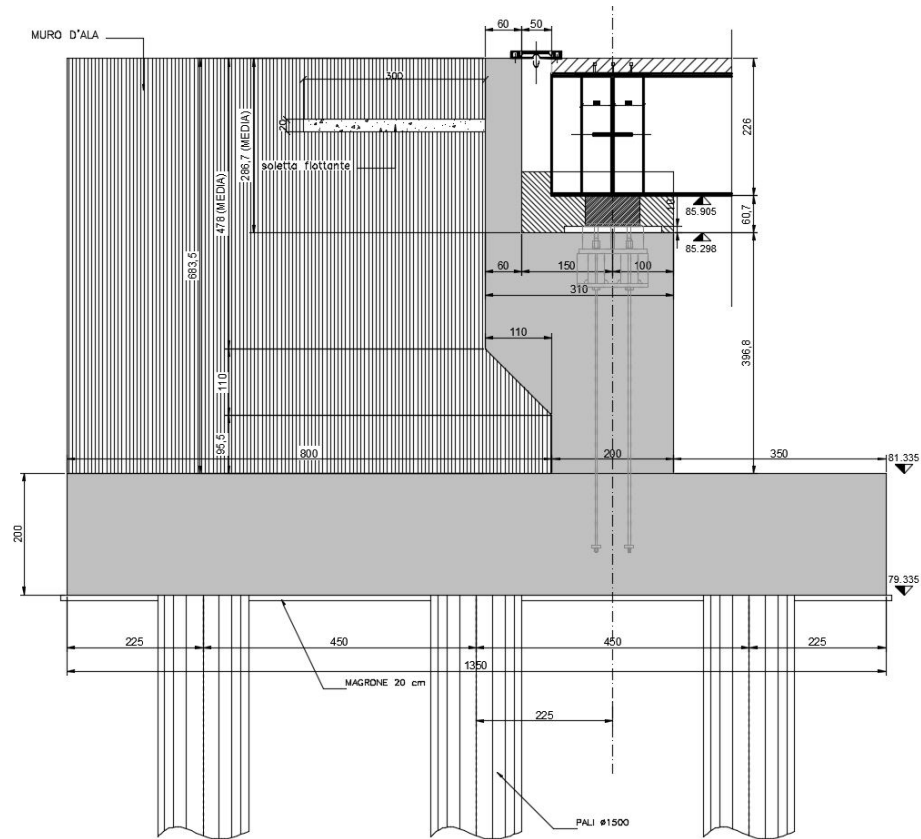
PILE IN ALVEO $L = 40.00$ mt

Entrambe le spalle sono dotate di una zattera a forma di parallelepipedo regolare così come le pile.

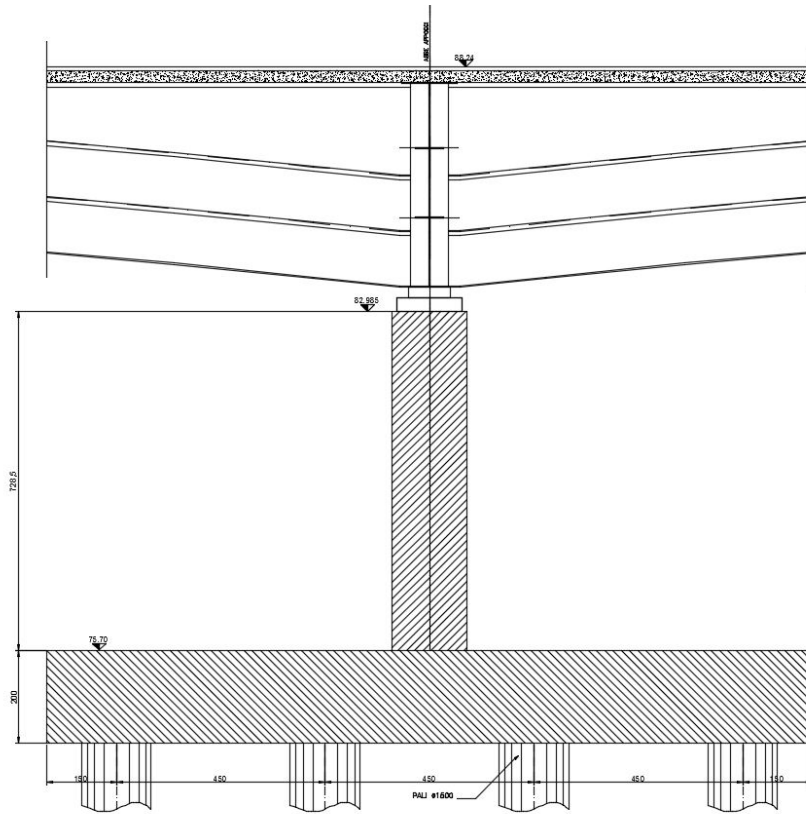
Le geometrie della struttura sono dettagliate negli appositi elaborati grafici. Qui di seguito, nelle illustrazioni via via riportate, si riportano le informazioni salienti.



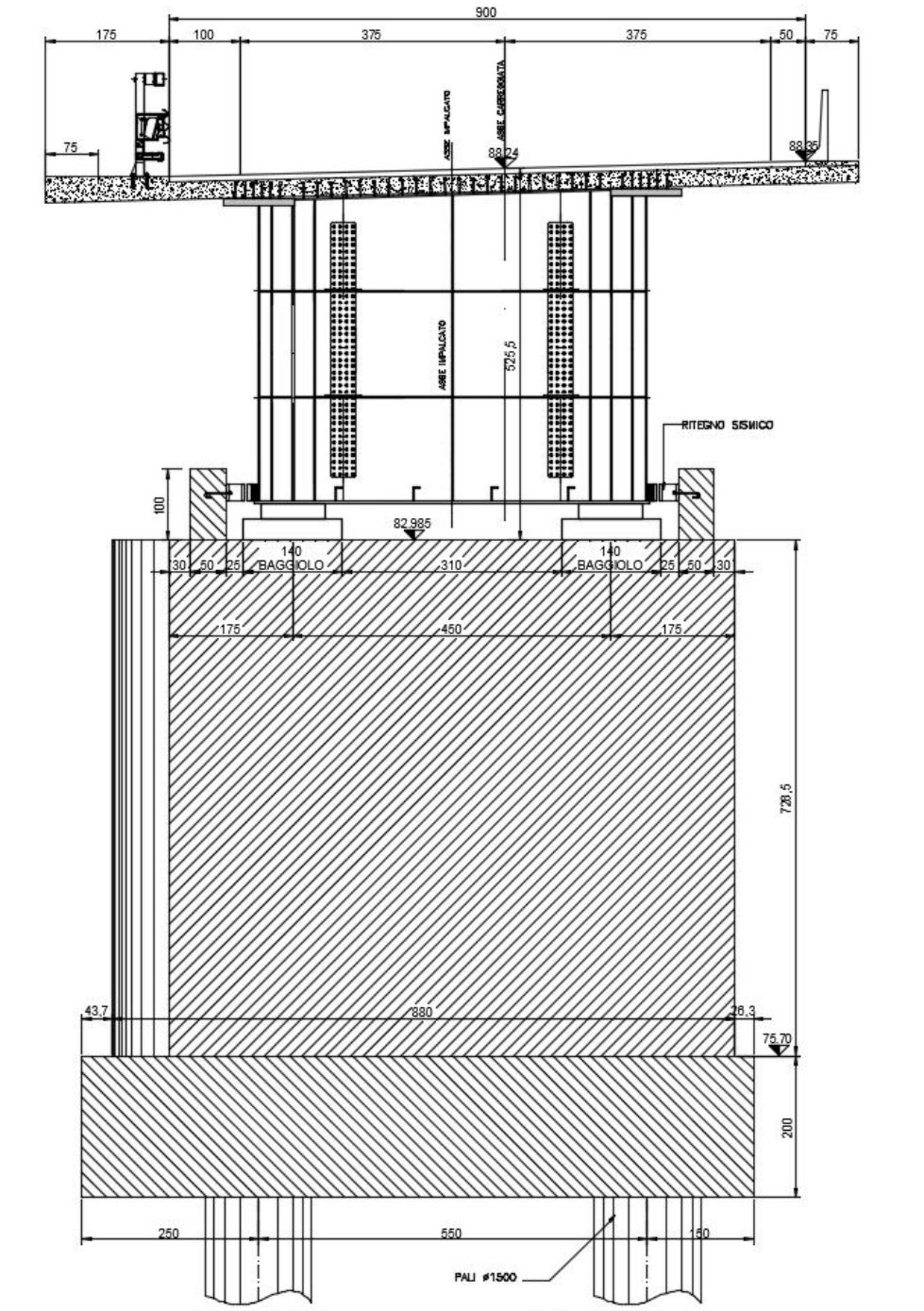
FONDAZIONI E PALI RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE



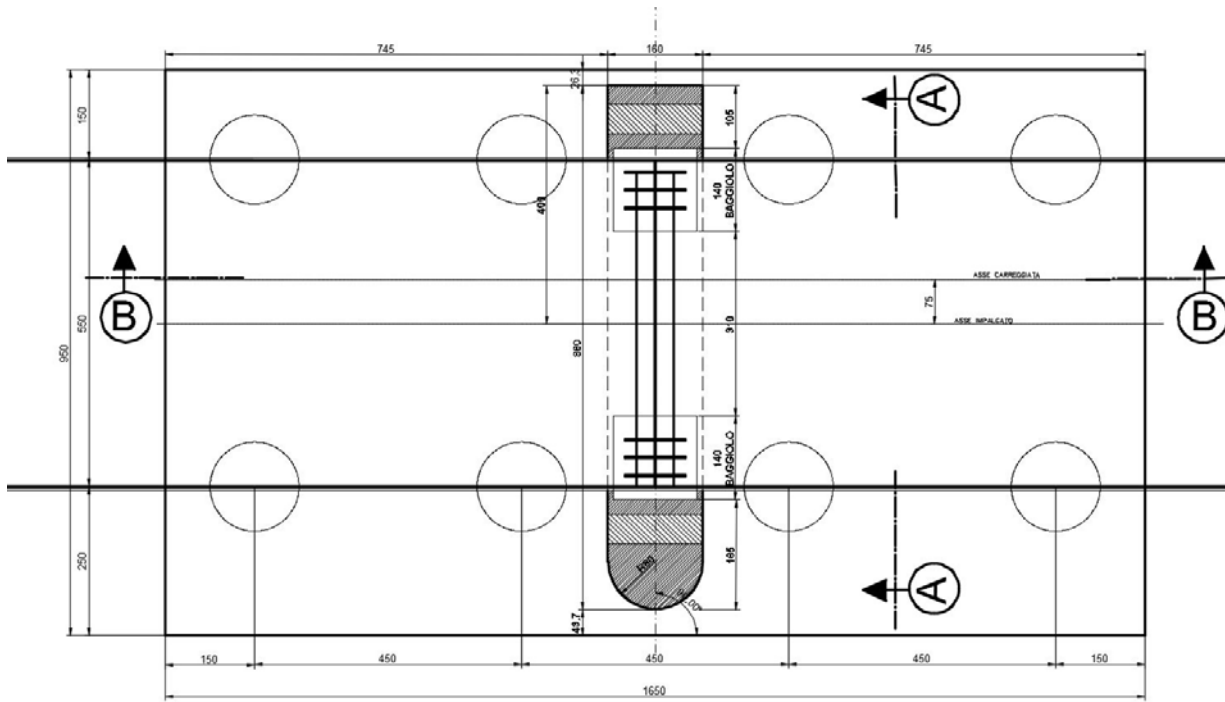
FONDAZIONI E PALI RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE



FONDAZIONI E PALI RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE



FONDAZIONI E PALI RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE



2. DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica del sito è completamente definita nella relazione geotecnica a cui si rimanda. Di seguito si riportano in estrema sintesi le stratigrafie e le caratteristiche del terreno utilizzate nelle calcolazioni.

Stratigrafia 1 (argine in destra del fiume Adda)

Strato n.	Profondità (m)		Descrizione	Tipo
	Da	a		
1	0.00	9.00	Rilevato stradale esistente	0
2	9.00	21.00	Ghiaia con sabbia	C
3	21.00	29.00	Sabbia con ghiaia	B
4	29.00	37.00	Ghiaia sabbiosa	C
5	37.00	45.00	Limo sabbioso	A
6	45.00	53.00	Sabbia limosa	B
7	53.00	54.00	Limo sabbioso	A
8	54.00	57.20	Sabbia limosa	B
9	57.20	60.00	Limo sabbioso	A

Stratigrafia 2 (argine in sinistra del fiume Adda)

Strato n.	Profondità (m)		Descrizione	Tipo
	Da	a		
1	0.00	11,00	Ghiaia sabbiosa	C
2	11.00	24.50	Sabbia limosa	B
3	24.50	28.60	Ghiaia con sabbia	C
4	28.60	33.00	Sabbia limosa	B
5	33.00	39.80	Limo argilloso	A
6	39.80	48.20	Sabbia limosa	B
7	48.20	50.00	Limo argilloso	A
8	50.00	57.80	Sabbia	B
9	57.80	60.00	Limo argilloso	A

Stratigrafia 3 (alveo fiume Adda)

Strato n.	Profondità (m)		Descrizione	Tipo
	Da	a		
1	0.00	9,00	Ghiaia sabbiosa	C
2	9.00	35,00	Sabbia con ghiaia	B
3	35.00	37.50	Limo argilloso	A
4	37.50	40.00	Sabbia limosa	B

Parametri geotecnici

Stratigrafia 1 Lato Cremona (Quota: 78.68 m s.l.m.m.)									
Litologia	Da	A	Dr	Φ'	E	G	Cu	C	M
	[m]	[m]	[%]	[°]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	kPa]	[MPa]
Ghiaia	0	11	>50	38	40	150			
Sabbia	11	24.5	>50	38	27	210			
Ghiaia e sabbia	24.5	28.6	>50	38	30	240			
Sabbia	28.6	33	>50	35	30	260			
Limo	33	39.8		30			22.4	12.8	7
Sabbia	39.8	48.2	>50	35	32	270			
Limo	48.2	50		32			22.4	12.8	7
Sabbia	50	57.8	>50	35	32	270			
Limo	57.8	60	>50	32			22.4	12.8	8

FONDAZIONI E PALI RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

Stratigrafia 1A Alveo fiume Adda (Quota: 78.51 m s.l.m.m.)									
Litologia	Da	A	Dr	Φ'	E	G	Cu	C	M
	[m]	[m]	[%]	[°]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	kPa]	[MPa]
Ghiaia	0	9	>50	38	40	150			
Sabbia	9	35	>50	38	27	210			
Limo	35	37.50		30			22.4	12.8	7
Sabbia	37.50	40	>50	35	30	260			
*Sabbia	40	48.2	>50	35	32	270			
*Limo	48.2	50		32			22.4	12.8	7
*Sabbia	50	57.8	>50	35	32	270			
*Limo	57.8	60	>50	32			22.4	12.8	8

Stratigrafia 2 Lato Lodi (Quota: 86.73 m s.l.m.m.)									
Litologia	Da	A	Dr	Φ'	E	G	Cu	C	M
	[m]	[m]	[%]	[°]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	kPa]	[MPa]
Rilevato	0.00	9.00	40	38	40				
Ghiaia	9.00	21.00	>50	38	40	190			
Sabbia	21.00	29.00	>50	37	35	250			
Ghiaia	29.00	37.00	>50	38	45	260			
Limo	37.00	45.00		30			67	8.4	29
Sabbia	45.00	53.00	>50	37	40	270			
Limo	53.00	54.00		32			67	21	29
Sabbia	54.00	57.20	>50	37	40	360			
Limo	57.20	60.00		32			67	21	29

Per quanto riguarda il rilevato stradale si sono adottati in accordo con il CSA e la relazione geotecnica i seguenti parametri:

Caratterizzazione materiali da rilevato/reinterri																
Parametri in condizioni drenate					Spinta a riposo			Spinta attiva			Spinta Passiva			Peso di volume		Permeabilità
ϕ'_k	ϕ'_{dM1}	ϕ'_{dM2}	E'_{25}	E_{UR}	K_{0k}	K_{0M1}	K_{0M2}	K_{Ak}	K_{AM1}	K_{AM2}	K_{Pk}	K_{PM1}	K_{PM2}	naturale γ_n	sommerso γ'	k
($^\circ$)	($^\circ$)	($^\circ$)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m/s)
38	38	32	40	120	0.380	0.380	0.470	0.238	0.238	0.307	4.200	4.200	3.250	20	11	$1 \times 10^{-3} \div 10^{-5}$

I coefficienti di spinta sono calcolati secondo la teoria di Caquot - Kenel ipotizzando angolo d'attrito tra terreno e struttura di sostegno $\delta = 0$ ed ipotizzando che il terreno a monte/valle del sostegno (rispettivamente per il calcolo di K_a e K_p) sia orizzontale ($\beta = 0^\circ$). Nel caso in cui tali ipotesi iniziali non siano rappresentative del problema in oggetto, i valori delle spinte dovranno essere calcolati nuovamente utilizzando la stessa teoria.

In cui:

LEGENDA PARAMETRI	
ϕ'_k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
ϕ'_{dM1}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
ϕ'_{dM2}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E'_{25}	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
E_{UR}	Modulo elastico secante in ricarico;
K_{0k}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo;
K_{0M1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{0M2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{Ak}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva;
K_{AM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{AM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{Pk}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva;
K_{PM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{PM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
γ_n	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

2.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Secondo quanto riportato nella relazione geotecnica, la prospezione sismica (Down Hole) eseguita nel sondaggio SL e le prove SPT effettuate nel sondaggio collocano i terreni interessati in categoria di **suolo C**. Il valore determinato attraverso la formula sopra riportate è paria a 317 m/s. Nella categoria C rientrano i "depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < NSPT < 50$, $70 \text{ kPa} < c_u < 250 \text{ kPa}$)".

Classificazione secondo D.g.r. 28 Maggio 2008 n.8/7374 e D.g.r. 11 Luglio 2014 n. 10/2129

Le particolari condizioni geologiche e geomorfologiche di una zona (condizioni locali) possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base producendo effetti diversi da considerare nella valutazione generale della pericolosità sismica dell'area.

Il Dg.r. del 28 Maggio 2008 n.8/7374 Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.r. marzo 2005, n. 12", approvati con d.g.r. 22 Dicembre 2005, n. 8/1566 stabilisce una procedura per tener in conto degli effetti di sito nella definizione dell'amplificazione sismica locale. Si riportano di seguito i tre livelli di approfondimento richiesti dalla normativa per il caso in esame:

1° Livello: riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sia sulla base di osservazioni geologiche sia di dati esistenti:

Zona sismica: 3 (D.g.r. 11 Luglio 2014 n. 10/2129)

Scenario di pericolosità sismica locale PSL: Zona Z4a: Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.

2° Livello: individuazione delle aree in cui la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (Fa calcolato superiore a Fa di soglia comunali forniti dal Politecnico di Milano. Fa Fattore di Amplificazione).

La regione Lombardia, per il sito in questione, per sottosuolo tipo C e per periodo compreso tra 0.1 e 0.5 s assegna un valore di soglia di Fa pari a 1.80.

Dall'analisi delle indagini eseguite il calcolo di Fa secondo le indicazioni fornite dalla regione Lombardia e secondo varie procedure ritrovate in letteratura. I valori calcolati per il fattore di amplificazione sono in buona parte maggiori del valore soglia di 1.8.

Per quest'area, poiché i valori di Fa ottenuti risultano maggiori del valore soglia, si dovrà procedere alle indagini di 3° Livello, orientate alla definizione degli effetti di amplificazione tramite indagini più approfondite o, in alternativa, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di sottosuolo superiore.

In definitiva, nel caso in esame, il substrato va catalogato come di tipo D.

D: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine)"

Si è scelto quindi di utilizzare lo spettro caratteristico della categoria superiore

La pericolosità sismica nel DM 14 gennaio 2008 è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

- 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.

Gli allegati alla norma forniscono, in relazione ad un reticolo spaziale con maglia di 5 km e per valori di TR compresi tra 30 e 2475 anni, i valori di a_g , F_0 e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Come riportato precedentemente la categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione scelta è la **D**

La categoria topografica è la **T1** ovvero "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

Lo spettro di progetto (SLV) in accelerazione della componente orizzontale è:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

con:

- S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche $S = S_s \times S_T$, con S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (entrambi tabellati);
- F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

FONDAZIONI E PALI RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

- T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \times T_C^*$, con T_C^* è definito in base al sito di riferimento e C_C funzione della categoria di sottosuolo (tabellato);
- T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$
- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4 (a_g/g) + 1,6$

Lo spettro di progetto (SLV) in accelerazione della componente verticale è:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_V} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

con $F_V = 1,35 \cdot F_O \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$, fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g , su sito di riferimento rigido orizzontale. I valori dei parametri per la componente orizzontale sono:

Categoria di suolo	S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Parametri S, T_B , T_C , T_D per lo spettro di progetto della componente verticale

La definizione della pericolosità sismica è fatta mediante un approccio "sito dipendente", per il ponte sull'Adda i valori di progetto devono riferirsi alle coordinate 9,4337 di longitudine e 45,4134 di latitudine coincidenti con il ponte sull'adda.

3. DESCRIZIONE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE E DEI PARAMETRI DI CALCOLO

3.1 SPALLE E PILE

Per la realizzazione delle **fondazioni**, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C28/35 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	→	R_{ck}	= 35 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	f_{ck}	= 28 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	15.9 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 2.77 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 1.94 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.29 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 16.80 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 12.6 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 12.6 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)		$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 11.2 MPa

Per la realizzazione dei **pali**, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C25/30 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	→	R_{ck}	= 30 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	f_{ck}	= 25 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	14.17 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 2.56 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 1.79 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.20 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 15 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 11.25 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 11.25 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)		$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 10 MPa

FONDAZIONI E PALI RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

Calcestruzzo a prestazione garantita secondo UNI EN 206-1

- Cemento conforme alla norma EN 197-1
- Diametro massimo barre di armatura, $\Phi_{\max} = 26$ mm
- Aggregati normali conformi alla norma UNI EN 12620, $D_{\max} = 20$ mm
- Interferro minimo $d_{\text{bars}} = 26$ mm
- Acqua di impasto conforme alla norma EN 1008
- Additivi conformi alla norma EN 934-2

CALCESTRUZZO FONDAZIONI

Classe esposizione	Rapporto $(A/C)_{\max}$	Slum p	Quantità minima cemento $[\text{kg}/\text{m}^3]$	Contenuto minimo aria	Altro
XF3	0.50	S4	340	-	Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo

CALCESTRUZZO PALI

Classe esposizione	Rapporto $(A/C)_{\max}$	Slum p	Quantità minima cemento $[\text{kg}/\text{m}^3]$	Contenuto minimo aria	Altro
XC2	0.650	S4	300	-	Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450	MPa
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540	MPa
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	= 391.30	MPa

FONDAZIONI E PALI RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) → $\sigma_c = 0.80 * f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara – Ferrovie) → $\sigma_c = 0.65 * f_{yk} = 292.5 \text{ MPa}$

4. DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI

Per quanto riguarda il ponte:

TIPO DI COSTRUZIONE	VITA UTILE
3	100 anni

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi si farà riferimento a quanto previsto nel cap. 5 del D.M. 14/01/2008.

5. DURABILITA'

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione, il Direttore dei Lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008".

6. SOFTWARE UTILIZZATI – TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi dinamica modale

SOFTWARE UTILIZZATO :

Software di calcolo sezioni:

SEZIONE C.A. versione 5.8.0 con licenza chiave n° 396 prodotto dalla :

Ingegneria Soft srl

Fogli di calcolo

Implementati mediante Microsoft Excel - algoritmi nativi dello studio

Microsoft Office XP con licenza n°QCQ3J-XX89Q-83M36-TDKKB-7M7DB prodotto dalla:

Microsoft Corporation

ELABORATORE UTILIZZATO :

MARCA	B@B PC
MODELLO	ASSEMBLATO
PROCESSORE	INTEL i7 4.99Ghz
RAM	16 GB
S.O.	WINDOWS
VERSIONE	8.1
CHIAVE REGISTRAZIONE	FV7JN-8YKYP-RFXQH-D3TW4- F6XGD02594084968369 X1904615

7. VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati. In particolare, per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

8. PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al D.M. 14.01.2008.