



COMUNE DI SANTADI

Provincia del Sud Sardegna

INTERVENTI DI RIFACIMENTO DELLA CONDOTTA FORANEA DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO DELL'ABITATO DI SANTADI. ID PROGETTO 2011-038

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

All.

A.2

Relazione Tecnica

PROGETTAZIONE

Prof. Ing. Nicola Montaldo
(Capogruppo)



N.3411

ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA CAGLIARI
Dott. Ing. NICOLA MONTALDO

Dott. Ing. Enrico Montaldo



N.696

ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA CAGLIARI
Dott. Ing. ENRICO MONTALDO

Il Responsabile Unico
del Procedimento:
Geom. Cosimo Caddeo

Dott. Ing. Roberta Piras



N.7427

ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA CAGLIARI
Dott. Ing. ROBERTA PIRAS

Collaboratori:

Prof. Ing. Andrea Saba
Dott. Ing. Michele Vacca
Dott. Ing. Daniele Sini

PD-PE

Rev. 00

DATA
GIUGNO 2017

Indice generale

1	Generalità e obiettivi dell'intervento	3
2	Dimensionamento idraulico	3
2.1	Determinazione popolazione residente	3
2.2	Determinazione dei fabbisogni.....	5
2.3	Le fonti di approvvigionamento	6
2.4	Portata di dimensionamento	7
2.5	Verifiche idrauliche	7
2.6	Verifica della pressione nella tubazione.....	11
3	Caratteristiche tecniche dell'intervento	13
3.1	Posa in opera della condotta.....	13
3.2	Attraversamenti	16
3.3	Blocchi di ancoraggio.....	18
3.3.1	Calcolo della spinta per deviazione angolare.....	18
3.3.2	Calcolo della spinta in ogni curva.....	19
3.3.3	Dimensionamento dei blocchi per contrastare la spinta laterale S_x	20
3.3.4	Calcolo dei blocchi di ancoraggio in prossimità del tombino via Rio Mannu.....	21
3.4	Pozzetti di connessione	22
3.5	Mensole di appoggio tubazione in acciaio	24
4	Interferenza con la viabilità.....	29

1 Generalità e obiettivi dell'intervento

La presente relazione tecnica riguarda il progetto degli interventi di rifacimento della condotta foranea di approvvigionamento idrico dell'abitato di Santadi. Il rifacimento della condotta si rende necessario a causa delle continue rotture, che si presentano concentrate nel tratto Partitore Monte Fenugu – ingresso Santadi Basso. Tali disfunzioni creano notevoli disservizi in termini di continuità di approvvigionamento idrico alle utenze.

La nuova condotta adduttrice verrà realizzata in ghisa sferoidale con rivestimento esterno in zinco alluminio (grammatura 400 gr/mq) e rivestimento interno in malta cementizia, classe di pressione C40.

2 Dimensionamento idraulico

2.1 Determinazione popolazione residente

La determinazione della popolazione residente nel comune di Santadi è stata condotta utilizzando i dati forniti dal Nuovo Piano Regolatore generale degli Acquedotti aggiornato al 2006.

Per la valutazione della popolazione attualmente residente nei centri abitati della Sardegna, il N.P.R.G.A., fa riferimento ai dati acquisiti dall'ISTAT, mentre il calcolo della previsione demografica è determinato sulla base di un modello demografico deterministico del tipo nascite – morti denominato Revised Cohort Survival Model.

Nella (Tabella 1) si riportano per il comune di Santadi la popolazione residente e fluttuante stimata per l'intervallo di tempo compreso tra il 1991 ed il 2041, come indicato nel N.P.R.G.A.

Tabella 1 Comune di Santadi (ISTAT 92060).

Anno	1991	1996	2001	2006	2011	2016	2021	2026	2031	2036	2041
Santadi											
Residenti	2378	2393	2429	2463	2490	2515	2547	2586	2626	2663	2699
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	2378	2393	2429	2463	2490	2515	2547	2586	2626	2663	2699
Barrancu Mannu											
Residenti	136	137	139	141	142	144	146	148	150	152	154
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	136	137	139	141	142	144	146	148	150	152	154
Barrua Susu											
Residenti	46	46	47	48	48	49	49	50	51	52	52
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	46	46	47	48	48	49	49	50	51	52	52
Casa del Frate											
Residenti	42	42	43	44	44	44	45	46	46	47	48
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	42	42	43	44	44	44	45	46	46	47	48
Crabi											
Residenti	30	30	31	31	31	32	32	33	33	34	34
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	30	30	31	31	31	32	32	33	33	34	34
Cs											
Residenti	173	174	177	179	181	183	185	188	191	194	196
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	173	174	177	179	181	183	185	188	191	194	196
Is Canis											
Residenti	37	37	38	38	39	39	40	40	41	41	42
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	37	37	38	38	39	39	40	40	41	41	42
Is Collus											
Residenti	162	163	165	168	170	171	173	176	179	181	184
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	162	163	165	168	170	171	173	176	179	181	184
Is Cosas											
Residenti	24	24	24	25	25	25	26	26	27	27	27
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	24	24	24	25	25	25	26	26	27	27	27
Is Langius											
Residenti	26	26	27	27	27	27	28	28	29	29	30
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	26	26	27	27	27	27	28	28	29	29	30
Is Lois de Basciu											
Residenti	52	53	53	54	55	55	56	57	57	58	59
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	52	53	53	54	55	55	56	57	57	58	59
Is Pinnas											
Residenti	77	78	79	80	81	81	82	84	85	86	87
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	77	78	79	80	81	81	82	84	85	86	87
Is Piroddis											
Residenti	48	48	49	50	50	51	51	52	53	54	55
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	48	48	49	50	50	51	51	52	53	54	55
Is Pirusus											
Residenti	48	48	49	50	50	51	51	52	53	54	55
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	48	48	49	50	50	51	51	52	53	54	55
Is Pisanus											
Residenti	27	27	28	28	28	29	29	29	30	30	31

Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	27	27	28	28	28	29	29	29	30	30	31
Is Sabas											
Residenti	69	70	70	71	72	73	74	75	76	77	78
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	69	70	70	71	72	73	74	75	76	77	78
Is Scanus											
Residenti	12	12	12	12	13	13	13	13	13	14	14
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	12	12	12	12	13	13	13	13	13	14	14
Is Scattas											
Residenti	68	69	69	70	71	72	73	74	75	76	77
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	68	69	69	70	71	72	73	74	75	76	77
Is Sinzus											
Residenti	74	75	76	77	78	78	79	81	82	83	84
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	74	75	76	77	78	78	79	81	82	83	84
Is Vaccas											
Residenti	22	22	22	23	23	23	24	24	24	25	25
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	22	22	22	23	23	23	24	24	24	25	25
Is Xianas											
Residenti	11	11	11	11	12	12	12	12	12	12	12
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	11	11	11	11	12	12	12	12	12	12	12
Morimenta de Basciu											
Residenti	22	22	22	23	23	23	24	24	24	25	25
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	22	22	22	23	23	23	24	24	24	25	25
Morimenta de Susu											
Residenti	26	26	27	27	27	28	28	28	29	29	30
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	26	26	27	27	27	28	28	28	29	29	30
Terresoli											
Residenti	451	454	461	467	472	477	483	490	498	505	512
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	451	454	461	467	472	477	483	490	498	505	512
Territorio Comunale											
Residenti	4061	4087	4148	4207	4252	4295	4350	4416	4484	4548	4610
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	4061	4087	4148	4207	4252	4295	4350	4416	4484	4548	4610

L'entità della popolazione residente e fluttuante dell'intero territorio comunale, con orizzonte temporale al 2041, così come risulta nella revisione del 2006 del PRGA, è pari rispettivamente a 4610 e 0 unità.

2.2 Determinazione dei fabbisogni

Per il dimensionamento della condotta foranea di approvvigionamento idrico, sono state adottate la dotazione media e massima prevista per il giorno di massimo consumo per l'anno 2041 (previsione a lungo termine).

Tali dotazioni sono riportate nella (Tabella 2) per ciascuna fascia di popolazione in cui sono stati divisi i Comuni.

Tabella 2 Valori stimati delle dotazioni dal N.P.R.G.A. per l'orizzonte temporale di riferimento 2041.

anno	Fino a 5.000 ab				da 5.000 a 10.000 ab				da 10.001 a 30.000 ab				da 30.001 a 100.000 ab				oltre 100.000				Nuclei e case sparse			
	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo
2001	192	1.3	1.15	287	220	1.25	1.15	316	271	1.20	1.15	374	360	1.15	1.15	476	408	1.15	1.15	540	156	1.3	1.15	233
2006	197	1.3	1.15	295	228	1.25	1.15	327	278	1.20	1.15	383	368	1.15	1.15	486	414	1.15	1.15	547	162	1.3	1.15	242
2011	203	1.3	1.15	303	235	1.25	1.15	337	285	1.20	1.15	392	375	1.15	1.15	496	420	1.15	1.15	555	168	1.3	1.15	252
2016	208	1.3	1.15	311	243	1.25	1.15	348	291	1.20	1.15	401	383	1.15	1.15	506	426	1.15	1.15	563	174	1.3	1.15	261
2021	214	1.3	1.15	319	250	1.25	1.15	359	298	1.20	1.15	411	390	1.15	1.15	516	432	1.15	1.15	571	181	1.3	1.15	270
2026	219	1.3	1.15	327	258	1.25	1.15	370	305	1.20	1.15	420	398	1.15	1.15	526	437	1.15	1.15	578	187	1.3	1.15	279
2031	224	1.3	1.15	335	265	1.25	1.15	380	312	1.20	1.15	429	405	1.15	1.15	536	443	1.15	1.15	586	193	1.3	1.15	288
2036	230	1.3	1.15	343	273	1.25	1.15	391	318	1.20	1.15	439	413	1.15	1.15	546	449	1.15	1.15	594	199	1.3	1.15	297
2041	235	1.3	1.15	350	280	1.25	1.15	400	325	1.20	1.15	450	418	1.15	1.15	550	455	1.15	1.15	600	205	1.3	1.15	300

Nella (Tabella 3) sono riportati i fabbisogni idropotabili per il comune di Santadi.

Tabella 3 Fabbisogni idropotabili per il comune di Santadi ricavati dal N.P.R.G.A.

ANNI	1991		1996		2001		2006	
	abitanti	mc/g	abitanti	mc/g	abitanti	mc/g	abitanti	mc/g
CAPOL.	2.378	431	2.393	447	2.429	466	2.463	486
+ 10000	0	0	0	0	0	0	0	0
+ 5000	0	0	0	0	0	0	0	0
- 5000	1.510	274	1.520	284	1.542	296	1.565	309
CASE SP.	173	25	174	26	177	28	179	29
TOTALI	4.061	730	4.087	756	4.148	790	4.207	824

ANNI	2011		2016		2021		2026	
	abitanti	mc/g	abitanti	mc/g	abitanti	mc/g	abitanti	mc/g
CAPOL.	2.490	505	2.515	523	2.547	544	2.586	566
+ 10000	0	0	0	0	0	0	0	0
+ 5000	0	0	0	0	0	0	0	0
- 5000	1.581	321	1.597	332	1.618	345	1.642	359
CASE SP.	181	30	183	32	185	33	188	35
TOTALI	4.252	856	4.295	888	4.350	923	4.416	961

ANNI	2031		2036		2041	
	abitanti	mc/g	abitanti	mc/g	abitanti	mc/g
CAPOL.	2.626	589	2.663	612	2.699	634
+ 10000	0	0	0	0	0	0
+ 5000	0	0	0	0	0	0
- 5000	1.667	374	1.691	388	1.715	403
CASE SP.	191	37	194	39	196	40
TOTALI	4.484	1.000	4.548	1.038	4.610	1.077

DETTAGLIO RESIDENTI		
LOCALITA'	1991	2041
Barrancu Mannu	136	154
Barrua Susu	46	52
Case del Frate	42	48
Crabi	30	34
cs	173	196
Is Canis	37	42
Is Collus	162	184
Is Cosas	24	27
Is Langius	26	30
Is Lois de Basciu	52	59
Is Pinna	77	87
Is Piroddis	48	55
Is Piroso	48	55
Is Pisanus	27	31
Is Sabas	69	78
Is Scanus	12	14
Is Scattas	68	77
Is Sinzus	74	84
Is Vaccas	22	25
Is Xianas	11	12
Morimenta de Basciu	22	25
Morimenta de Susu	26	30
Santadi	2.378	2.699
Terresoli	451	512
TOTALE	4.061	4.610

La valutazione dei fabbisogni, effettuata sulla base dei dati di popolazione di cui al punto precedente, consente la determinazione del fabbisogno del giorno di massimo consumo.

2.3 Le fonti di approvvigionamento

Le fonti di approvvigionamento dell'abitato di Santadi sono derivate dall'acquedotto Sulcis Nord-Sud.

La fonte di approvvigionamento principale, che garantisce una disponibilità costante della risorsa e che pertanto è stata considerata quale fonte esclusiva di apporto idropotabile, è quella costituita dal sistema degli invasi di Bau Pressiu sul Rio Mannu di Narcao e di Genna Is Abis sul Rio Cixerri, a sua volta collegato col sistema Flumendosa – Mulargia. Le acque grezze provenienti dai suddetti invasi, vengono recapitate all'impianto di potabilizzazione di Bau Pressiu, secondo lo schema n° 49 "Sulcis Sud" del Nuovo Piano Regolatore Generale Acquedotti per la Sardegna.

2.4 Portata di dimensionamento

In funzione del numero di abitanti, si è determinato il fabbisogno come prodotto della popolazione per la corrispondente dotazione del giorno di massimo consumo, all'orizzonte temporale di riferimento al 2041.

La portata di dimensionamento è data dalla relazione:

$$Q = \frac{N \cdot D}{86400}$$

- Q = portata media del giorno di massimo consumo (l/sec);
- N = numero di abitanti;
- D = dotazione giornaliera unitaria (l/(ab*g)).

Come mostrato nella (Tabella 2), le dotazioni idropotabili previste dal N.P.R.G.A. per l'anno 2041, per i centri fino a 5000 abitanti, sono le seguenti:

- D_r = Dotazione giorno di max consumo popolazione residente 350 (l/(ab*g));
- D_m = Dotazione media annua 235 (l/(ab*g));

Le dotazioni idropotabili per i nuclei di case sparse, sono le seguenti:

- D_r = Dotazione giorno di max consumo popolazione residente 300 (l/(ab*g));
- D_m = Dotazione media annua 205 (l/(ab*g));

Per la popolazione turistica, come suggerito dal N.P.R.G.A., è stata fissata una dotazione giornaliera del giorno di massimo consumo pari a 460 (l/(ab*giorno)).

Le portate di progetto risultano pertanto:

Tabella 4 Portate di progetto al 2041.

Comune	Popolazione al 2041 [ab]		Fabbisogno unitario [l/(ab*g)]		Portata richiesta giorno max consumo 2041 [l/s]			Portate totali + 5% perdite
	Turistica	Residente	Turistica	Residente	Turistica	Residente	Totale	
Santadi	0	2699	460	350	0	10.93	10.93	11.48
Case sparse	0	196	460	300	0	0.68	0.68	0.71
Frazioni	0	1715	460	350	0	6.95	6.95	7.29
Totale Comunale	0	4610			0	18.56	18.56	19.49

2.5 Verifiche idrauliche

Il dimensionamento della condotta adduttrice è stato effettuato analizzando l'intero schema della rete dalla risorsa fino al serbatoio di Santadi, integrandolo con le caratteristiche del tratto in progetto. In particolare sono stati presi in considerazione il materiale costituente la tubazione ovvero ghisa, la sua lunghezza e la portata media giornaliera per il giorno di massimo consumo.

Le verifiche sono state effettuate utilizzando l'espressione:

$$J = R_i \cdot \left(\frac{Q}{\chi \cdot A \cdot R_i} \right)^2$$

Dove:

- J = perdite di carico distribuite;
- R_i = raggio idraulico;
- Q = portata media giornaliera per il giorno di massimo consumo;
- A = area della sezione idraulica della tubazione.

Con χ si è indicato il coefficiente di scabrezza Bazin, dato dalla relazione:

$$\chi = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_i}}}$$

dove γ rappresenta il coefficiente di scabrezza caratteristico della tubazione. Nella (Figura 1) vengono riportati i valori dei coefficienti di scabrezza Bazin, Kutter e Strickler per tubazioni, e con ε è indicata la scabrezza equivalente.

3 - Tubazioni in ghisa	ε	Bazin	Kutter	Strickler
a - Nuove				
- grezze	0,2 - 0,4	0,10	0,12	90 - 85
- rivestite internamente con bitume (rivestimento degradabile)	0,10 - 0,20	0,10	0,15	90
b - In servizio, grezze o con rivestimenti degradabili:				
- con lievi incrostazioni	0,4 - 1,0	0,16	0,20	85 - 75
- parzialmente arrugginite	1,0 - 2,0	0,23	0,30 - 0,35	75 - 70
- con forti incrostazioni	3 - 5	0,36	0,4	65
c - Con rivestimenti non degradabili nel tempo				
- cemento applicato per centrifugazione	0,05 - 0,15	< 0,06	< 0,12	120 - 100
4 - Tubazioni in cemento				
cemento amianto (nuovi)	0,03	< 0,06	< 0,12	130 - 105
in servizio	0,10 - 0,4	0,10	0,12	105 - 85
cemento armato con intonaco perfettamente liscio, nuove	0,10 - 0,15	0,08	0,12	100
come sopra, in servizio da più anni	1 - 3	0,23	0,30 - 0,35	75 - 70
gallerie con intonaco di cemento, a seconda del grado di finitura e delle condizioni di servizio	1 - 10	0,23 - 0,36	0,30 - 0,45	70 - 60

Figura 1 Coefficienti di scabrezza per tubazioni.

Il coefficiente di scabrezza Bazin, per i materiali, ghisa sferoidale e cemento amianto, ipotizzando che la condotta sia in servizio da diversi anni è pari a 0,16.

Al fine della verifica della condotta adduttrice è stato necessario analizzare diversi scenari. Il primo si riferisce alla situazione per l'anno 2041, dove la condotta interamente in ghisa, si svilupperà dal partitore Santadi (da realizzare) sulla SS 293, sino ai serbatoi comunali come mostrato nella (Figura 1), secondo lo schema n°49 "Sulcis Sud" del PRGA. La verifica è stata effettuata utilizzando come diametro di progetto il DN 250 mm.



Figura 2 Scenario 1.

Tabella 5 Verifica della condotta con diametro DN 250 mm nello Scenario 1.

Dimensionamento condotta Santadi - Verifica ramo Sud anno 2041												
Tratto	Materiale	Scabrezza Bazin	L m	Q l/s	DN mm	V m/s	Hm m slm	DH m	Hv m slm	Hsf m slm	Carico residuo m	J m/km
Impianto di potab. di Bau Pressiu - Part. Terrubia	Acciaio	0.16	2242.77	820.2	1000	1.04	221.00	2.25	218.75			1.00
Part. Terrubia - Part. Narcao	Ghisa Sf.	0.16	6274.46	799.8	1000	1.02	218.75	5.99	212.76			0.95
Partitore Narcao - Partitore Villaperuccio	Ghisa Sf.	0.16	5768	127.9	500	0.65	212.76	5.46	207.30			0.95
Partitore Villaperuccio - Partitore Santadi 2009	Ghisa Sf.	0.16	1305	122.1	500	0.62	207.30	1.13	206.17			0.86
Partitore Santadi 2009 - Nuovo Partitore Santadi	Ghisa Sf.	0.16	1410.34	122.1	350	1.27	206.17	8.14	198.03			5.77
Nuovo Partitore Santadi - Sez. 1	Ghisa Sf.	0.16	1349	19.5	250	0.40	198.03	1.21	196.82			0.90
Sez. 1 - Sez. 74 (Intervento in progetto)	Ghisa Sf.	0.16	2431	19.5	250	0.40	196.82	2.18	194.64			0.90
Sez. 74 - Serbatoio Santadi Alternat 1	Ghisa Sf.	0.16	812	19.5	250	0.40	194.64	0.73	193.91	169.00	24.91	0.90

Il secondo scenario si riferisce alla verifica della condotta nello stato attuale, ossia quando sarà realizzata solo una parte dell'acquedotto, dal punto in cui la condotta esistente incrocia la strada di penetrazione per Santadi Basso, sino ad arrivare in prossimità del rio Mannu di Santadi, per un totale di 2'431 m, come mostrato nella (Figura 3).

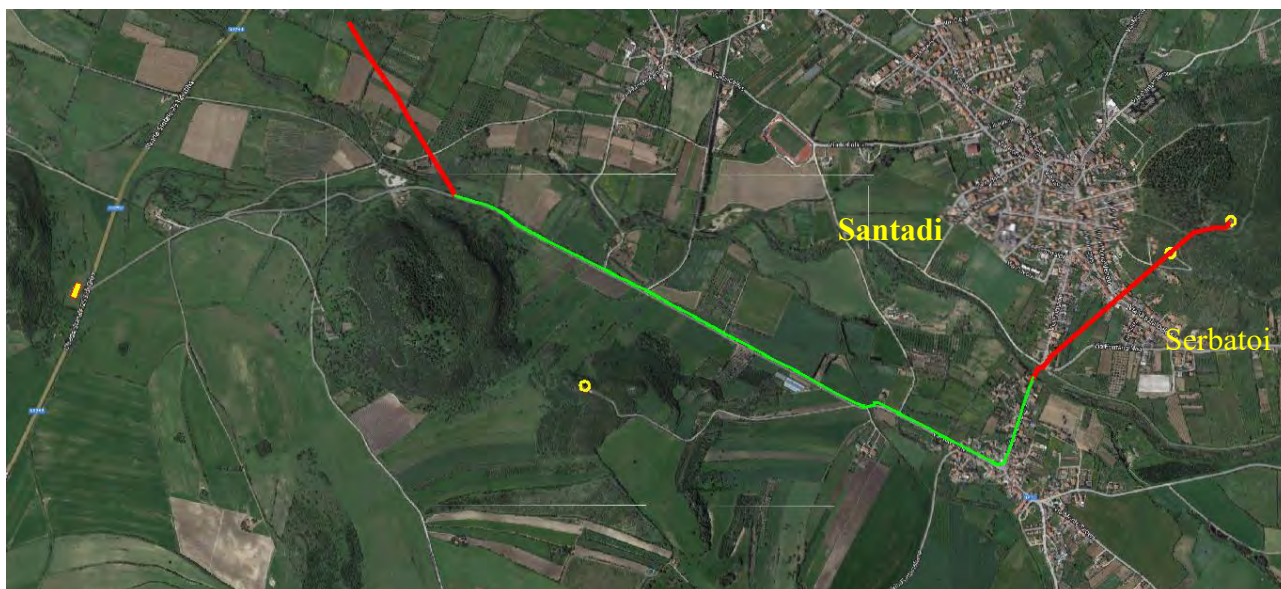


Figura 3 Scenario 2.

Al fine della verifica della condotta adduttrice per Santadi allo stato attuale si sono utilizzati i dati della popolazione del N.P.R.G.A. riferiti al 2041, ottenendo i risultati riportati nella (Tabella 6).

Tabella 6 Verifica della condotta con diametro DN 250 mm nello Scenario 2.

Dimensionamento condotta Santadi - Verifica ramo Sud anno 2041												
Tratto	Materiale	Scabrezza Bazin	L m	Q l/s	DN mm	V m/s	Hm m slm	DH m	Hv m slm	Hsf m slm	Carico residuo m	J m/km
Impianto di potab. di Bau Pressiu - Part. Terrubia	Acciaio	0.16	2242.77	820.2	1000	1.04	221.00	2.25	218.75			1.00
Part. Terrubia - Part. Narcao	Ghisa Sf.	0.16	6274.46	799.8	1000	1.02	218.75	5.99	212.76			0.95
Partitore Narcao - Partitore Villaperuccio	Ghisa Sf.	0.16	5768	127.9	500	0.65	212.76	5.46	207.30			0.95
Partitore Villaperuccio - Partitore Santadi 2009	Ghisa Sf.	0.16	1305	122.1	500	0.62	207.30	1.13	206.17			0.86
Partitore Santadi 2009 - Sez. 1	Ghisa Sf.	0.16	1074	19.5	350	0.20	206.17	0.16	206.01			0.15
Sez. 1 - Sez. 43 (Intervento in progetto)	Ghisa Sf.	0.16	1596	19.5	250	0.40	206.01	1.43	204.58			0.90
Attraversamento rio Su Cani	Acciaio	0.18	13	19.5	200	0.62	204.58	0.04	204.54			3.32
Sez. 46 - Sez. 74 (Intervento in progetto)	Ghisa Sf.	0.16	822	19.5	250	0.40	204.54	0.74	203.80			0.90
Sez. 74 - Serbatoio Santadi	Ghisa Sf.	0.16	643	19.5	200	0.62	204.58	1.93	202.66	169.00	33.66	3.00

A titolo illustrativo viene eseguita anche la verifica utilizzando la portata misurata e registrata dal Servizio di Gestione di Abbanoa, che presentava una portata media giornaliera di 23.50 l/s, ottenendo i risultati riportati nella (Tabella 7).

Tabella 7 Verifica della condotta con diametro DN 250 mm nello Scenario 2 e utilizzando la portata ricavata da Servizio di Gestione di Abbanoa.

Dimensionamento condotta Santadi - Verifica ramo Sud anno 2041												
Tratto	Materiale	Scabrezza Bazin	L m	Q l/s	DN mm	V m/s	Hm m slm	DH m	Hv m slm	Hsf m slm	Carico residuo m	J m/km
Impianto di potab. di Bau Pressiu - Part. Terrubia	Acciaio	0.16	2242.77	820.2	1000	1.04	221.00	2.25	218.75			1.00
Part. Terrubia - Part. Narcao	Ghisa Sf.	0.16	6274.46	799.8	1000	1.02	218.75	5.99	212.76			0.95
Partitore Narcao - Partitore Villaperuccio	Ghisa Sf.	0.16	5768	127.9	500	0.65	212.76	5.46	207.30			0.95
Partitore Villaperuccio - Partitore Santadi 2009	Ghisa Sf.	0.16	1305	122.1	500	0.62	207.30	1.13	206.17			0.86
Partitore Santadi 2009 - Sez. 1	Ghisa Sf.	0.16	1074	23.5	350	0.24	206.17	0.23	205.94			0.21
Sez. 1 - Sez. 43 (Intervento in progetto)	Ghisa Sf.	0.16	1596	23.5	250	0.48	205.94	2.08	203.86			1.30
Attraversamneto rio Su Cani	Acciaio	0.18	13	23.5	200	0.75	203.86	0.06	203.80			4.82
Sez. 46 - Sez. 74 (Intervento in progetto)	Ghisa Sf.	0.16	822	23.5	250	0.48	203.80	1.07	202.73			1.30
Sez. 74 - Serbatoio Santadi	Ghisa Sf.	0.16	643	23.5	200	0.75	203.86	2.80	201.07	169.00	32.07	4.35

2.6 Verifica della pressione nella tubazione

Per il calcolo della pressione in esercizio e della pressione di collaudo della tubazione si fa riferimento alle Norme tecniche per le tubazioni del 12/12/1985. Le pressioni di esercizio P_E sono definite come i massimi valori delle pressioni p che possono verificarsi in asse delle tubazioni per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrappressioni Δp determinate da prevedibili condizioni di esercizio, anche se conseguenti a fenomeni transitori.

Al fine di calcolare la pressione massima in condotta è stata calcolata la differenza di quota tra la quota del pelo libero a monte pari a 221 m s.l.m. e il punto più depresso della rete pari a 77 m s.l.m. (Tabella 8).

Tabella 8 Massima differenza di quota.

Quota piezometrica m s.l.m.	Quota terreno m s.l.m.	Differenza Quota m s.l.m.
221	77	144

La pressione in condotta è stata ricavata dall'equazione:

$$h = z + \frac{p}{\gamma}$$

dove;

h = quota piezometrica;

z = quota terreno;

p = pressione in condotta;

γ = peso specifico acqua pari a 9810 N/m³.

La pressione di esercizio $P_E = p + \Delta p$ dove, in assenza di calcolo specifico e, in ogni caso per le reti di distribuzione con diametri non maggiori di 350 mm, per le sovrappressioni conseguenti a manovre di regolazione del sistema, indipendentemente dalla tipologia delle tubazioni impiegate, sarà adottato il valore $\Delta p = 2,5$ (kgf/cm²).

Si definisce pressione equivalente p_o , la pressione assiale che conferisce al tubo tensioni di trazione massime causate dalle sollecitazioni esterne a cui la tubazione è sottoposta.

Si definisce pressione nominale p_n della tubazione la somma delle pressioni di esercizio ed equivalente:

$$p_n = p_E + p_o$$

Il valore p_n costituisce l'elemento di base per la scelta della serie o classe dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali costituenti le tubazioni destinate all'esercizio in pressione.

Nei casi in cui la pressione equivalente sia trascurabile e cioè possano essere trascurate, nel confronto con i valori della pressione di esercizio, le azioni derivanti dalle condizioni di impiego delle tubazioni, non connesse con l'esercizio idraulico del sistema, in luogo di p_n può essere considerato il solo valore p_E come elemento determinante della scelta della tipologia della tubazione.

Tabella 9 Calcolo della pressione nella tubazione.

γ acqua N/m ³	h-z m	Pg kN/m ²	Δp kN/m ²	Pe kN/m ²	Pe bar
9810	144	1412.64	250	1662.64	16.6264

Dai calcoli effettuati, come riportato nella (Tabella 9), risulta che la condotta è sottoposta ad una pressione di esercizio pari a circa 16 bar.

Come riportato nella norma, le pressioni di collaudo in campo, p_c per le tubazioni con funzionamento a pressione sono riferite alla pressione di esercizio p_E : esse dovranno comunque risultare $p_c = 1.5 p_E$ (salvo maggiori valori indicati nel capitolato speciale di appalto), sempreché detto valore risulti superiore a $p_E + 2$ (kgf/cm²), valore limite inferiore per le pressioni p_c .

3 Caratteristiche tecniche dell'intervento

Il tracciato della condotta è ospitato tutto al margine della strada di penetrazione che porta all'ingresso di Santadi Basso.

3.1 Posa in opera della condotta

La posa è prevista in banchina (sul lato orientale della strada) e, nei tratti nei quali la posa in banchina non è possibile, al di sotto del piano stradale.

L'impossibilità di servirsi della banchina per la posa della condotta, è legata alla presenza di tratti in cui sul lato della strada interessato, sono presenti dei pali della linea elettrica e la distanza tra questi e il confine delle proprietà private è insufficiente per la posa della tubazione.

La posa della condotta avverrà a una profondità tale da assicurare un ricoprimento minimo sulla generatrice superiore della condotta pari a 110 cm, in queste condizioni, la coibentazione dovuta allo strato di terreno sovrastante annulla pressoché integralmente le oscillazioni termiche giornaliere e riduce a circa la metà l'entità di quelle annuali di lungo periodo. Tale altezza di ricoprimento garantisce anche che le sollecitazioni meccaniche indotte nella tubazione dai carichi fissi e da quelli mobili transitori sulla superficie del suolo vengano attenuate.

La nuova tubazione sarà messa in opera su un letto di cm 10, di sabbia di cava o pietrischetto di fiume della pezzatura massima di cm 1-3, disposto a strati dello spessore massimo di 15 cm. La condotta sarà successivamente rinfiata e ricoperta con lo stesso materiale sino a 10 cm al di sopra della generatrice superiore.

Il rinterro della fossa aperta per la posa delle tubazioni sarà realizzato con materiale proveniente dagli scavi nei tratti in cui la posa della condotta è prevista lungo la banchina stradale in terra, il materiale dopo essere stato vagliato al fine di eliminare i materiali grossolani, sarà disposto per strati ben costipati, al fine di evitare cedimenti della banchina stradale.

Per la posa delle tubazioni nei tratti in cui la posa della condotta è prevista al di sotto del piano stradale il rinterro sarà realizzato con misto naturale di cava, il materiale sarà disposto per strati ben costipati, al fine di evitare cedimenti ed assestamenti del piano stradale.

In corrispondenza dei tratti realizzati entro il corpo stradale bitumato, la sovrastruttura stradale sarà ripristinata con uno strato di misto cementato dello spessore di 15 cm costituito da una miscela (inerti, acqua, cemento) di appropriata granulometria di aggregati lapidei lavati, granulometricamente assortiti (misto granulare), trattata con un legante idraulico (cemento tipo R 325) nella misura minima di 60 kg/mc di impasto. Il ripristino sarà poi completato con la stesura di uno strato di conglomerato bituminoso aperto (binder) dello spessore di cm 10 e dal sovrastante tappetino d'usura in conglomerato bituminoso chiuso dello spessore finito di cm 3.

Il ripristino sarà esteso per 40 cm oltre le dimensioni trasversali dello scavo al fine di garantire il perfetto rifacimento della superficie viaria ed evitare il verificarsi nel tempo di cedimenti o avvallamenti dovuti ad assestamenti del materiale utilizzato per il riempimento del cavo.

Lungo la condotta saranno ubicati i pozzetti di manovra, da realizzarsi in calcestruzzo cementizio armato, necessari per l'alloggiamento delle saracinesche d'intercettazione e scarico e degli apparecchi di sfiato.

In particolare gli sfiati e gli scarichi sono previsti rispettivamente nei punti più elevati e più depressi delle livellette di progetto.

I pozzetti di scarico saranno della tipologia a scarico libero.

Per le apparecchiature di sfiato si adotteranno sfiati di tipo automatico, a doppio galleggiante ad azione combinata, per favorire le operazioni di svuotamento e riempimento della condotta e l'espulsione e l'ingresso dell'aria durante il normale esercizio.

Lungo linea è prevista la realizzazione di due pozzetti di sfiato, un pozzetto di scarico e di due pozzetti di connessione, questi ultimi collegano la condotta in progetto con la condotta esistente.

I pozzetti di sfiato saranno ubicati nelle Sez. 60 e Sez. 39.1 (Vedi allegato *G.5 Planimetria di progetto*) e avranno dimensioni interne 1,40 m x 1,90 m con altezza interna pari a 1.6 metri, uno sfiato sarà presente anche nella Sez. 70 in corrispondenza della parte terminale della realizzazione dell'attraversamento del tombino di via Rio Mannu come riportato nell' *All. G.16 Risoluzione delle interferenze*.

I pozzetti di connessione saranno ubicati nelle sezioni 1 e 46 (*Vedi paragrafi 3.2 e 3.4*), collegano la condotta in progetto in ghisa sferoidale con la condotta esistente che nella sezione 1 è in cemento amianto, mentre nella sezione 46, essendo a valle dell'attraversamento in briglia del Rio Su Cani, è in acciaio, per maggiori dettagli si rimanda all'allegato G.8 Pozzetti di connessione.

I pozzetti saranno realizzati in calcestruzzo con classe di resistenza C25/30, con soletta, pareti e platea dello spessore di cm 20, armate con acciaio B450C. Verrà installato un chiusino in ghisa sferoidale D400 Φ 60 cm e una scala alla marinara in ferro lavorato zincato. Nel caso di pozzetto di

sfiato, date le esigue quantità di acqua da smaltire, per lo scarico è prevista la realizzazione di un manufatto interrato filtrante a dispersione a circa 3.0 m dal pozzetto.

3.2 Attraversamenti

I manufatti di attraversamento sono da prevedersi solitamente in corrispondenza di corsi d'acqua, strade secondarie, fossi, compluvi, ecc.

Il tracciato della condotta prevede un attraversamento di un corso d'acqua, il Rio Su Cani, e un attraversamento di una strada secondaria.

Il Rio Su Cani sarà attraversato sfruttando l'esistente condotta in acciaio DN 200 posata sub alveo per una lunghezza di circa 10 m. A monte dell'attraversamento in prossimità della sezione 43 la connessione tra la nuova condotta e quella esistente verrà realizzata mediante giunti e saracinesche interrate, in quanto ricadendo nelle vicinanze delle sponde del fiume non risulta possibile realizzare manufatti interrati. A valle dell'attraversamento nella sezione 46, sarà realizzato un pozzetto di connessione all'interno del quale saranno posati tutti i pezzi speciali che permetteranno il collegamento della condotta in progetto con la condotta esistente.

I collegamenti nelle sezioni 43 e 46 saranno realizzarti in modo tale che la condotta esistente in cemento amianto sia mantenuta in esercizio per fronteggiare eventuali emergenze.

All'interno dei pozzetti di connessione, per contrastare le spinte che si generano nelle curve e nelle flange cieche, i tubi saranno dotati di corniere di ancoraggio che verranno annegate nella parete in cls del manufatto, in questo modo la spinta verrà contrastata dal peso dell'intero pozzetto.

L'attraversamento della strada secondaria via Rio Cane tra le sezioni 40-41, in cui il taglio della superficie stradale non comporta interruzioni importanti, per il modesto carico del traffico viario, è ottenuto mediante posa della condotta DN 250 all'interno di un contro tubo in acciaio DN 500, in grado di sopportare il carico del terreno sovrastante e gli eventuali carichi accidentali.

Il contro tubo in acciaio sarà circolare del tipo a piastre multiple in lamiera ondulata zincata, opportunamente curvate e unite tra loro mediante giunzioni bullonate. Questo tipo di tubazioni interrate sono comunemente impiegate nel settore dell'ingegneria civile per applicazioni stradali, idrauliche o ferroviarie, quali ponti, tombini di attraversamento, sottopassi veicolari o pedonali, canalizzazioni. Le lamiere di acciaio saranno del tipo S235JR mentre per la bulloneria verranno utilizzati bulloni M12 con classe di resistenza 8.8. Ai fini della protezione contro la corrosione si prescrive per le piastre e la bulloneria una zincatura per immersione in bagno caldo con un quantitativo di zinco variabile in funzione dello spessore.

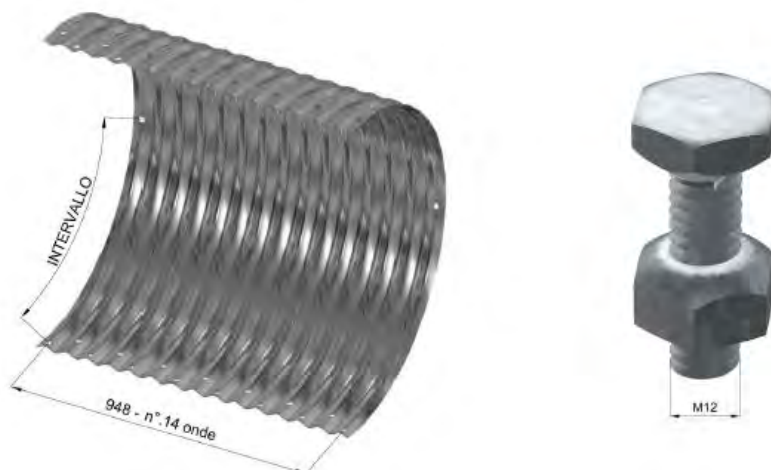


Figura 4 - Controtubo in lamiera ondulata e bulloneria.

Si rimanda all'allegato *G.13 Attraversamenti di strade secondarie*.

La porzione di adduttrice posta all'interno del controtubo in acciaio dovrà essere provvista di collari distanziatori, essi sono impiegati per la separazione del tubo condotta dalla tubazione camicia.

I collari distanziatori svolgono diverse funzioni:

- assicurano l'isolamento elettrico tra la tubazione condotta e il tubo camicia;
- assicurano un facile inserimento del tubo condotta nel tubo camicia, prevenendo danneggiamenti al rivestimento esterno del tubo condotta;
- devono poter permettere un eccellente fissaggio sul tubo condotta onde impedire lo scorrimento orizzontale durante l'inserimento.

Inoltre i collari distanziatori devono essere realizzati in materiale dielettrico e resistente agli agenti chimici e devono essere resistenti agli shock termici e allo stress, e in particolar modo alle sollecitazioni durante la fase d'inserimento della condotta.

La spaziatura dei collari distanziatori deve essere tale da assicurare che il tubo condotta sia completamente supportato su tutta la sua lunghezza. Per garantire un'appropriata resistenza degli anelli al carico differenziale, che si concentra all'entrata e all'uscita del controtubo in acciaio, si prevede di montare due anelli affiancati, all'inizio e alla fine del segmento di attraversamento. Laddove il tubo condotta in ghisa presenta le giunzioni a bicchiere, i collari distanziatori andranno installati a non più di 0,3 m da ogni faccia dei giunti, la distanza massima tra due collari successivi deve essere inferiore a 2 metri.

Una volta ultimato l'inserimento della condotta all'interno del controtubo in acciaio, si prevede il montaggio di due guaine di estremità, in gomma sintetica o neoprene, per la sigillatura dell'attraversamento. Tali guaine garantiscono una soluzione economica per la sigillatura sia di linee esistenti sia di nuova realizzazione. Le guaine di estremità consentono una semplice e veloce installazione, il materiale impiegato è molto resistente all'invecchiamento ed offre un'eccellente resistenza meccanica, esse verranno fissate al tubo condotta e al tubo camicia mediante delle fascette in acciaio inox.

3.3 Blocchi di ancoraggio

I blocchi di ancoraggio si rendono necessari al fine di contrastare la spinta che si produce in punti caratteristici delle condotte in pressione quali curve pianoaltimetriche, incroci, deviazioni e variazioni di diametro.

Nel tratto in progetto dovendosi seguire il tracciato stradale, che è dotato di una certa regolarità plano-altimetrica, una parte delle deviazioni planimetriche e altimetriche potranno essere ottenute mediante sfruttamento dell'angolatura concessa dal giunto a bicchiere.

Nella tubazione DN 250 mm la massima deviazione angolare consentita è di 4° che, con tubi lunghi 6 m, consente di realizzare raggi di curvatura fino a 86 m.

3.3.1 Calcolo della spinta per deviazione angolare

In corrispondenza di ogni deviazione angolare tra due tratti rettilinei di condotta, si determina, in corrispondenza della curva, una spinta che deve essere contenuta e distribuita sul terreno circostante tramite un blocco di ancoraggio, da realizzarsi in calcestruzzo, di opportune dimensioni.

Con riferimento alla simbologia riportata nella figura seguente:

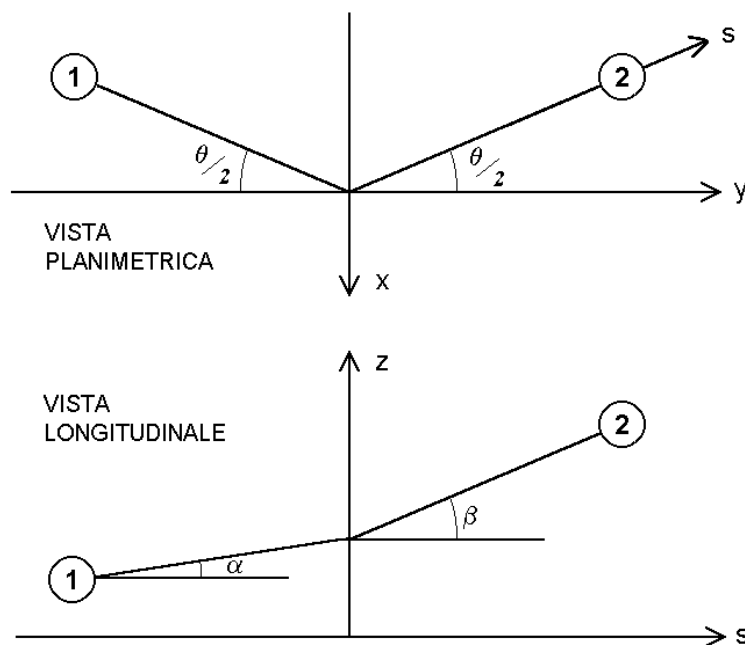


Figura 5 - Simbologia utilizzata per il dimensionamento dei blocchi di ancoraggio.

si identifichino con α e β gli angoli di elevazione sul piano orizzontale dei due tratti di condotta a monte ed a valle della curva, con segno positivo se rappresentano un tratto in salita con riferimento al verso s della condotta; con θ si indichi la deviazione angolare planimetrica tra i due tratti di condotta. Si scelga quindi una terna cartesiana di riferimento costituita da un asse z verticale, un asse x diretto come la proiezione, sul piano orizzontale, della bisettrice degli assi della condotta a monte ed a valle della curva in esame ed avente verso opposto rispetto alla posizione della condotta stessa, ed un asse y conseguente.

La condizione più sfavorevole, per la quale si determina la massima spinta sulla curva in esame, risulta essere senz'altro quella del collaudo, durante la quale l'acqua contenuta nella condotta viene portata ad una pressione pari al più elevato tra 1.5 volte la massima pressione di esercizio. In tale condizione, la spinta esercitata sulla curva da entrambi i tratti di condotta (indicati con 1 e 2 nella Figura 5) è dovuta alla pressione idrostatica, e risulta pari a:

$$S = \pi \cdot \frac{D_e^2}{4} \cdot P$$

dove:

D_e = diametro esterno della tubazione;

P = pressione di prova della tubazione.

Le componenti lungo gli assi x, y e z delle due spinte esercitate dai tratti 1 e 2 risulteranno pari rispettivamente a:

$$S_{1,x} = S \cos(\alpha) \sin(\theta/2)$$

$$S_{2,x} = S \cos(\beta) \sin(\theta/2)$$

$$S_{1,y} = S \cos(\alpha) \cos(\theta/2)$$

$$S_{2,y} = - S \cos(\beta) \cos(\theta/2)$$

$$S_{1,z} = S \sin(\alpha)$$

$$S_{2,z} = - S \sin(\beta)$$

Da cui la risultante che avrà componenti:

$$S_x = S \sin(\theta/2) [\cos(\alpha) + \cos(\beta)]$$

$$S_y = S \cos(\theta/2) [\cos(\alpha) - \cos(\beta)]$$

$$S_z = S [\sin(\alpha) - \sin(\beta)]$$

Il dimensionamento dei blocchi di ancoraggio è stato effettuato considerando separatamente le diverse componenti della spinta.

3.3.2 Calcolo della spinta in ogni curva

Lungo l'acquedotto in progetto è previsto l'utilizzo di una tubazione in ghisa sferoidale del diametro DN 250.

Per realizzare una curva si utilizzano i pezzi prefabbricati che per la ghisa prevedono deviazioni angolari di 11°, 22°, 45° e 90°.

Per realizzare deviazioni angolari diverse da quelle delle curve prodotte in stabilimento si può ricorrere alla realizzazione di curve su misura, tipicamente in acciaio, oppure si corregge l'angolo di deviazione sfruttando la capacità dei giunti a bicchiere della ghisa (circa 4°) per giungere alla curva da realizzare esattamente con l'apertura angolare standard.

Ad esempio, per realizzare una curva di 52° si correggerà la posa degli ultimi due tubi per tratto prima della curva di 1.75° l'uno così da arrivare alla curva con 45°.

Fatte le premesse anzidette, mentre la spinta sulla debole deviazione angolare nei tubi di ghisa sferoidale non ha necessità di essere contrastata, resta da contrastare la sola spinta che si esercita sulla curva stessa.

Le possibili combinazioni solo le seguenti:

DN mm	De m	Angolo di deviazione Gradi	Angolo di deviazione radianti	PN Eserc. atm	PN Prova atm	PN prova kPa	Forza ass. kN	Spinta curva kN
250	0.274	11	0.192	16.63	24.95	2494.5	147.09	28.20
250	0.274	22	0.384	16.63	24.95	2494.5	147.09	56.13
250	0.274	45	0.785	16.63	24.95	2494.5	147.09	112.58
250	0.274	90	1.571	16.63	24.95	2494.5	147.09	208.01

3.3.3 Dimensionamento dei blocchi per contrastare la spinta laterale S_x

La spinta S_x , che si ha nel caso di deviazione planimetrica in corrispondenza dei vertici planimetrici, viene contrastata tramite l'adozione di un blocco di ancoraggio che si oppone alla spinta S_x per attrito tra blocco e terreno sottostante (R_a reazione d'attrito) e per effetto della spinta passiva (R_p) della parete di scavo opposta, rispetto alla condotta.

I blocchi dimensionati hanno forma prismatica, armati con maglia Ø8 20x20 lungo la superficie esterna per prevenire fessurazioni, con altezza pari ad H e base trapezoidale, di basi maggiore e minore pari rispettivamente con L ed $L1$ ed altezza del trapezio pari ad $H1$, come mostrato graficamente nella figura seguente:

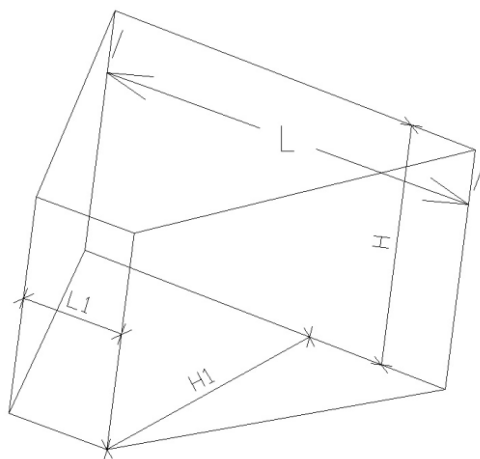


Figura 6 - Rappresentazione schematica del generico blocco di ancoraggio.

Indicando con:

- $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$ = peso specifico del calcestruzzo;
- $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ = peso specifico del terreno;
- $\varphi = 22^\circ$ = angolo di attrito del terreno;
- $\delta = 20^\circ$ = angolo di attrito blocco-terreno;
- $H_r = 50 \text{ cm}$ = altezza minima del terreno naturale oltre il piano superiore del blocco;

la resistenza del blocco risulta pari a:

$$R = R_a + R_p$$

$$R_a = f G_b$$

dove f è il coefficiente di attrito tra il terreno e il calcestruzzo che si assume pari a $\tan(\delta)$ e G_b è il peso del blocco di ancoraggio;

$$R_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_p \cdot L \cdot (H^2)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

dove K_p è il coefficiente di spinta passiva.

$$R_x = (1/2) \gamma_t (H)^2 \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi / 2) L + (1/2) \gamma_c (H H_1) (L + L_1) \operatorname{tg}(\delta)$$

Sono stati dimensionati i seguenti blocchi (dimensioni in m, resistenza in kN):

Sigla	H m	H1 m	L m	L1 m	Volume Mc	Gb kN	Gt kN	f atr °	Ra kN	Kp	Rp kN	Rx kN
BP 1	1.2	0.8	1.2	0.3	0.72	16.56	5.4	0.36	7.91	2.20	34.18	42.09
BP 2	1.5	0.8	1.5	0.5	1.2	27.6	7.2	0.36	12.53	2.20	66.76	79.29
BP 3	1.8	0.8	2.1	0.5	1.872	43.056	9.36	0.36	18.87	2.20	134.60	153.47
BP 4	2.3	0.8	2.5	0.5	2.76	63.48	10.8	0.36	26.74	2.20	261.62	288.36

Per avere un coefficiente di sicurezza $K = R_x/S$ superiore ad almeno 1.3, si indicano i seguenti blocchi (dimensionati tutti per pressione di prova 25 bar):

DN mm	Curva gradi	spinta curva kN	blocco sigla	Resistenza kN	coeff. sic K
250	11	28.20	BP 1	42.09	1.5
250	22	56.13	BP 2	79.29	1.4
250	45	112.58	BP 3	153.47	1.4
250	90	208.01	BP 4	288.36	1.4

3.3.4 Calcolo dei blocchi di ancoraggio in prossimità del tombino via Rio Mannu

Il dimensionamento dei blocchi di ancoraggio delle doppie curve in prossimità del ponte canale è stato effettuato considerando le due curve unite con un pezzo speciale in acciaio e annegate in un unico blocco di calcestruzzo.

In questo caso la spinta esercita sulla tubazione è rappresentata da una coppia di forze orizzontali.

Il blocco è stato dimensionato in modo tale che la risultante della spinta esercitata dalla tubazione e del peso del blocco sia contenuta all'interno del nocciolo centrale d'inerzia.

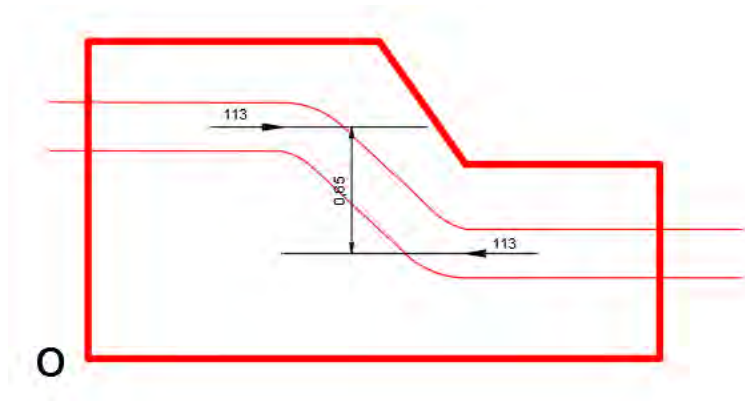


Figura 7 - Schema delle spinte della tubazione sul blocco di ancoraggio.

Il momento dato dalla coppia di forze è pari alla spinta che genera una curva di 45° moltiplicata per il braccio della coppia interna:

$$M_s = 113 * 0.65 = 73.45 \text{ kN m}$$

La risultante del peso del blocco pari a 111.41 kN risulta applicata ad 1.32 m dal punto o.

Si è calcolata la distanza d che rappresenta l'eccentricità che deve avere la forza peso per generare un momento pari a 73.45 kN m:

$$d = 73.45 / 111.41 = 0.66$$

Al fine di verificare che la risultante cada all'interno del nocciolo centrale di inerzia si deve avere che $1.32 + 0.66 = 1.98 \text{ m}$ sia minore di $B/2 + B/6$ essendo la base del blocco rettangolare; con B pari a 3 m si ha che $3/2 + 3/6 = 2 \text{ m}$.

3.4 Pozzetti di connessione e collegamenti con la condotta esistente

Lungo il tracciato, oltre ai pozzetti di sfiato e scarico, sono previsti 2 pozzetti di connessione (sez. 1 – sez. 46) e 2 collegamenti (sez. 43 – sez. 74) lungo linea tra la nuova condotta e la condotta esistente.

Il primo manufatto sarà realizzato in corrispondenza del punto in cui inizia il tratto di condotta oggetto della presente relazione, Sez. 1 (vedi *All. G.5 – Planimetria di Progetto*). Tramite questo pozzetto sarà realizzata l'unione tra la condotta esistente e il tratto di nuova realizzazione.

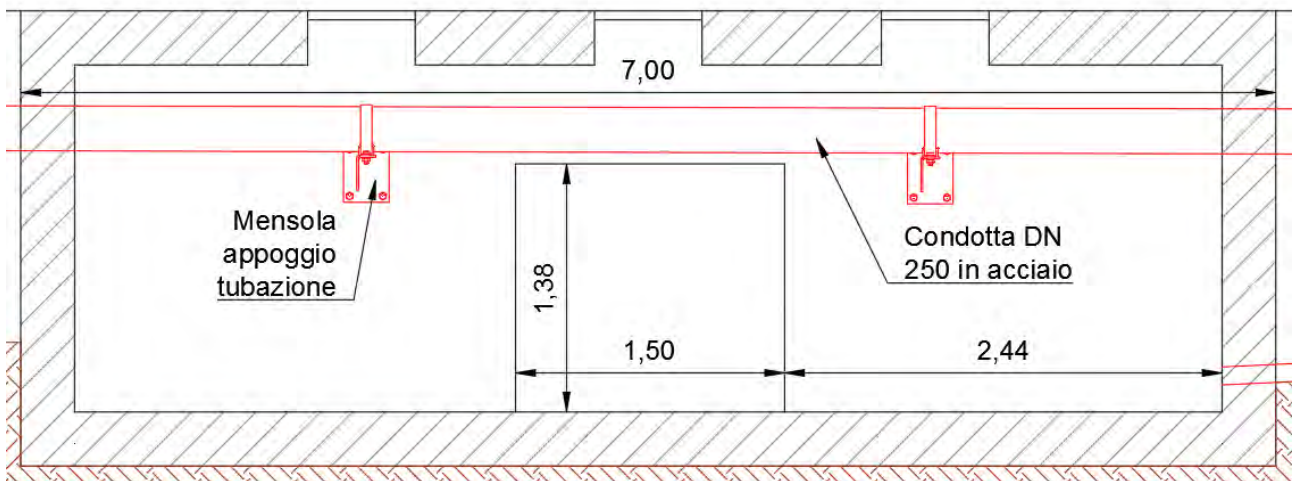
Il secondo pozzetto di connessione (sezione 46) e il collegamento interrato della sezione 43 sono quelli relativi all'attraversamento del rio Su Cani di cui si è già parlato nel paragrafo 3.2.

Il collegamento alla sezione 74 è posto alla fine del tratto da realizzare, in prossimità del ponte sul Rio Mannu di Santadi e raccorderà la nuova condotta con la condotta esistente.

Sia nei pozzetti che nei collegamenti son presenti dei pezzi speciali in ghisa sferoidale, che permettono di raccordare la condotta esistente in cemento amianto del DN 350 mm e DN 200 mm, con la nuova tubazione in ghisa sferoidale del DN 250 mm. Il manufatto alla sezione 1 sarà predisposto con un tubo in eccesso chiuso da una flangia cieca per favorire il successivo sviluppo della condotta. I collegamenti tra la condotta esistente in cemento – amianto e la nuova condotta saranno realizzati mediante giunti di tipo Gibault.

Per contrastare le spinte che si generano nelle curve e nelle flange cieche, i tubi saranno dotati di corniere di ancoraggio che verranno annegate nella parete in cls del manufatto, in questo modo la spinta verrà contrastata dal peso dell'intero pozzetto.

3.5 Mensole di appoggio tubazione in acciaio



Peso tubazione in acciaio per acquedotti di spessore 5.6 mm = 36 kg/m

Peso acqua contenuta nella tubazione = $\pi 0.125^2 1000 \text{ kg/m}^3 = 49.1 \text{ kg/m}$

A favore di sicurezza si ipotizza che il peso della tubazione gravi interamente sulle due mensole e non viene considerata la reazione di appoggio che esercita alle estremità la parete in cemento armato della struttura esistente.

Il carico totale generato dalla tubazione è:

$(36+49.1) 7 = 596 \text{ kg}$.

Il dimensionamento della mensola viene fatto con carico caratteristico pari a 300 kg = 300 daN.

Verifica mesola

Analisi dei carichi:

$$P_p := 51.2 \quad \text{kg/m} \quad \text{Peso HEB 180}$$

$$P_t := 36.9 \quad \text{kg/m} \quad \text{Peso tubo acciaio}$$

$$P_a := 1000 \quad \text{kg/m}^3 \quad \text{Peso acqua}$$

$$P_{at} := \pi \cdot 0.125^2 \cdot P_a = 49.09 \quad \text{kg/m}$$

A favore di sicurezza si ipotizza che il peso della tubazione sia ripartito sulle due mensole, non si considera la reazione di appoggio che genera la struttura esistente in calcestruzzo.

$$L_i := 3.5 \quad \text{m} \quad \text{Lunghezza di tubazione sorretta da ogni mensola}$$

$$P_{tr} := P_t \cdot L_i = 129.15 \quad \text{kg}$$

$$P_{ar} := P_{at} \cdot L_i = 171.81 \quad \text{kg}$$

Calcolo delle sollecitazioni agenti sulla trave.

Calcolo delle azioni di progetto.

$$w_{dp} := 1.3 \cdot P_p \cdot 0.5 = 33.28 \quad \text{kg}$$

$$w_{dta} := 1.5 \cdot P_{tr} + 1.5 \cdot P_{ar} = 451.43 \quad \text{kg} \quad w_{tot} := w_{dp} + w_{dta} = 484.71$$

Il momento viene calcolato ipotizzando un carico concentrato in punta della mensola. Al taglio viene aggiunto il peso della piastra di ancoraggio (8.85 kg).

$$M_{ed} := 2.43 \quad \text{kN m}$$

$$T_{Ed} := 4.97 \quad \text{kN}$$

Acciaio S235

$$f_{yk} := 235 \quad \text{N/mm}^2 \quad E := 210000 \quad \text{N/mm}^2 \quad G := 80769 \quad \text{N/mm}^2$$

HEB 180

$$\begin{array}{llll} b := 180 & \text{mm} & A := 6530 & \text{mm}^2 \\ h := 180 & \text{mm} & I_y := 38310000 & \text{mm}^4 \\ t_f := 14 & \text{mm} & I_z := 13630000 & \text{mm}^4 \\ t_w := 8.5 & \text{mm} & W_{ply} := 481000 & \text{mm}^3 \\ r := 15 & \text{mm} & I_t := 421600 & \text{mm}^4 \end{array} \quad \gamma_{M0} := 1.05$$

Verifica di resistenza della mensola soggetta a flessione e taglio.

Sono presenti contemporaneamente M e T.

La presenza del taglio riduce la resistenza a flessione.

L'influenza del taglio si può trascurare se risulta che

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{c,Rd}$$

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 2.03 \times 10^3 \quad \text{mm}^2$$

$$V_{c.Rd} := \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 2.62 \times 10^5 \text{ N}$$

$$V_{Ed} := 4970 \text{ N} \quad M_{Ed} := 2.43 \cdot 10^6 \text{ N mm}$$

$$V_{c.Rd} \cdot 0.5 = 1.31 \times 10^5 \text{ N} \quad \text{L'influenza del taglio può essere trascurata.}$$

$$M_{pl.Rd} := \frac{W_{pl.y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1.08 \times 10^8 \text{ N mm} \quad 108 \text{ kN m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.02$$

Verifica allo S.L.U. di instabilità.

Una trave con sezione ad I o a H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flessione torsionale.

$$l_t := 1000 \text{ mm} \quad \text{Distanza tra 2 ritegno torsionali successivi per la mensola si assume } l_t = 2L$$

$$I_\omega := \frac{t_f \cdot b^3 \cdot (h - t_f)^2}{24} = 9.37 \times 10^{10} \text{ mm}^6$$

$$M_{cr} := \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_t^2} \right) \cdot \left[\left(\frac{I_\omega}{I_z} \right) + \frac{(l_t^2 \cdot G \cdot I_t)}{(\pi^2 \cdot E \cdot I_z)} \right]^{\frac{1}{2}} = 2.54 \times 10^9 \text{ N mm}$$

$$\lambda_{LT} := \left(\frac{W_{pl.y} \cdot f_{yk}}{M_{cr}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.21$$

$$k_c := \frac{1}{1.33} = 0.75 \quad (\text{Tabella 4.2 VIII NTC 2008})$$

$$f := 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2 \right] = 0.96$$

$$\alpha_{LT} := 0.34$$

$$\lambda_{LT,0} := 0.4 \quad \text{Sezione laminta}$$

$$\beta := 0.75 \quad \text{Sezione laminata}$$

$$\Phi_{LT} := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right] = 0.48$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\left[\Phi_{LT} + \left(\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \right]} = 1.11 \quad \frac{1}{f \cdot \lambda_{LT}^2} = 23.36$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$M_{b.Rd} := \frac{\chi_{LT} \cdot W_{pl.y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 1.2 \times 10^8$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.02$$

Verifica del collegamento saldato Trave - Piastra.

Saldatura realizzata mediante cordoni d'angolo.

Verifiche dimensionali secondo le indicazioni delle CNR 10011-97

$$\text{Cordoni ali} \quad b_{ali} := 12 \text{ mm} \quad a_{ali} := 8.5 \text{ mm} \quad \beta_1 := 0.85$$

$$\text{Cordoni anima} \quad b_{an} := 8 \quad a_{an} := 5.6 \text{ mm}$$

Verifica dello S.L.U. di resistenza

$$A_{w.an} := 2 \cdot 112 \cdot a_{an} = 1.25 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_W := 2 \cdot 160 \cdot a_{ali} \cdot 94.25^2 + 4 \cdot 51 \cdot a_{ali} \cdot 71.75^2 + \frac{2 \cdot a_{an} \cdot 112^3}{12} = 3.44 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$T_E := V_{Ed} = 4.97 \times 10^3$$

$$\tau_{an} := \frac{V_{Ed}}{A_{w.an}} = 3.96$$

Verifica all'estremità dei cordoni delle ali

$$z1 := 98.5 \text{ mm}$$

$$\sigma_{ort} := \frac{M_{Ed} \cdot z1}{I_W} = 6.96 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 199.75 \text{ N/mm}^2$$

Verifica all'estremità dei cordoni dell'anima

$$z2 := 56 \text{ mm}$$

$$\sigma_{ort} := \frac{M_{Ed} \cdot z2}{I_W} = 3.96 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{ort}^2 + \tau_{an}^2} = 5.6 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 199.75 \quad \text{N/mm}^2$$

Verifica della bullonatura.

Bulloni M16 classe 8.8

$$d := 16 \quad \text{mm}$$

$$h_t := 166 \quad \text{mm}$$

$$T := \frac{V_{Ed}}{6} = 828.33 \quad \text{N}$$

$$A_{res} := 157 \quad \text{mm}^2$$

$$F_w := \frac{M_{Ed}}{h_t} = 1.46 \times 10^4 \quad \text{N}$$

Nei bulloni più sollecitati (quelli della fila superiore) si ha:

$$T = 828.33 \quad \text{N}$$

$$N_w := \frac{M_{Ed}}{h_t \cdot 2} = 7.32 \times 10^3 \quad \text{N}$$

Resistenza di calcolo a taglio.

$$f_{tb} := 800 \quad \text{N/mm}^2 \quad A_w := A_{res} = 157 \quad \gamma_{M2} := 1.25$$

$$F_{v,Rd} := \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_w}{\gamma_{M2}} = 6.03 \times 10^4 \quad \text{N}$$

Resistenza di calcolo a rifollamento

$$d_0 := 17 \quad \text{mm} \quad t := 15 \quad \text{mm} \quad f_{tk} := 360 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\alpha := 0.58 \quad k := 2.5$$

$$F_{b,Rd} := \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 1 \times 10^5 \quad \text{N}$$

Resistenza di calcolo a trazione

$$A_{res} = 157 \quad \text{mm}^2$$

$$F_{t,Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 9.04 \times 10^4$$

Resistenza di calcolo al punzonamento

$$d_m := 24 \quad \text{mm} \quad \text{Diametro dado}$$

$$B_{p,Rd} := \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 1.95 \times 10^5 \quad \text{N}$$

$$\text{Verifica} \quad \frac{T}{F_{v,Rd}} + \frac{N}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.07$$

4 Interferenza con la viabilità

Per la realizzazione delle opere in progetto, al fine di ridurre al minimo l'interferenza del cantiere con la viabilità veicolare e pedonale e, per tutelare la salute e la sicurezza dei lavoratori nonché per garantire la protezione dell'ambiente circostante da possibili rischi derivanti dall'esecuzione dei lavori, si prevede la chiusura dell'area di lavoro mediante posa di idonea recinzione; l'area di cantiere, compatibilmente con le lavorazioni da eseguire, sarà definita in modo da limitare al minimo indispensabile l'occupazione della sede stradale. La presenza del cantiere verrà segnalata mediante l'utilizzo di segnaletica appropriata regolamentare e di movieri che gestiranno il transito veicolare e pedonale nelle fasi operative che ne richiederanno la necessità.

L'ingresso ad abitazioni, servizi ed a sedi di attività e/o locali commerciali sarà sempre garantito realizzando camminamenti opportunamente segnalati e protetti o mediante posa di passerelle regolamentari.

I lavori interessanti gli ingressi carrai dovranno essere realizzati in modo tale da arrecare il minor disagio possibile agli utenti, garantendo nelle ore di fermo dei lavori il passaggio mediante posa di passerelle carrabili (in caso di scavo aperto) o mediante riempimento dello scavo con materiali anidri o bituminosi stoccabili a freddo.

Su carreggiate e marciapiedi aperte al traffico veicolare e pedonale a fine giornata lavorativa non dovranno essere lasciati chiusini affioranti che dovranno quindi essere raccordati al piano della pavimentazione esistente. In caso di assoluto impedimento a compiere questo intervento i chiusini affioranti dovranno essere segnalati mediante posa di idonea segnaletica di pericolo indicante "chiusini affioranti" e transennati.

In caso di scarifica di pavimentazione bituminosa e fino al momento della stesa del tappetino d'usura, la carreggiata o porzione di essa oggetto di intervento nel momento in cui torna ad essere transitabile (es. a fine giornata lavorativa) deve essere raccordata con il piano della pavimentazione stradale esistente al fine di eliminare il dislivello tra i diversi piani.

L'eventuale blocco di un accesso dovrà essere segnalato tempestivamente agli interessati con i quali concordare gli eventuali tempi e modalità di interruzione e di utilizzo del passaggio sempreché non sia possibile fornire agli utenti un passaggio alternativo.