

**ASSE VIARIO MARCHE-UMBRIA
E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA
MAXILOTTO 1**

PROGETTO DEFINITIVO

CONTRAENTE GENERALE



IL RESPONSABILE DEL CONTRAENTE GENERALE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

ATI: TECHNITAL s.p.a. (mandataria)
 SCETAURROUTE
 SICS s.r.l. Società Italiana Consulenza Strade
 S.I.S. Studio di Ingegneria Stradale s.r.l.
 SOIL Geologia Geotecnica Opere in sottoterraneo Direzione del territorio



INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Dott. Ing. M. Raccosta

I RESPONSABILI DI PROGETTO

Dott. Ing. M. Raccosta
 Ordine Ing. Verona n° A1665
Dott. Ing. L. Samama
Dott. Ing. T. Di Bari
 Ordine Ing. Taranto n° 1083
Prof. Ing. A. Bevilacqua
 Ordine Ing. Palermo n° 4058
Dott. Ing. L. Albert
 Ordine Ing. Milano n° A14725

IL GEOLOGO

Dott. Geol. F. Ferrari
 Ordine dei Geologi Regione del Veneto n° 60

VISTO:IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Andrea Simonini

VISTO:IL RESPONSABILE DEL
SERVIZIO PROGETTAZIONE

DATA

LA DIREZIONE LAVORI

**SUBLOTTO 2.1: S.S. 77 "VAL DI CHIANTI" TRONCO PONTELATRAVE – FOLIGNO
TRATTO VALMENOTRE – GALLERIA MUCCIA (esclusa galleria)**

RELAZIONE TECNICA GENERALE

Codice Unico di Progetto (CUP) F12C03000050010 (Delibera CIPE 13/2004)

REVISIONE

FOGLIO

SCALA

CODICE ELAB. FILE	Opera	Lotto	Stato	Settore	WBS	Disciplina	Tipo Doc.	N. Progress.
	L0703	A2	D	P	GENER00	GEN	REL	002

B

01 01

—

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	APPROVATO RESP. TECNICO ANAS
D						
C						
B	REVISIONE	06/07/2007	P. Versace	P. Versace	M. Raccosta	
A	EMISSIONE	15/12/2006	P. Versace	P. Versace	M. Raccosta	

**ASSE VIARIO MARCHE - UMBRIA
E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA**

MAXILOTTO 1

SUBLOTTO 2.1

**S.S. 77 "VAL DI CHIANTI"
TRONCO FOLIGNO - PONTELATRAVE**

TRATTO VALMENOTRE – GALLERIA MUCCIA (galleria esclusa)

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE TECNICA GENERALE

INDICE

1.	IL TRACCIATO	3
1.1.	Descrizione del tracciato	3
1.2.	Geometria dell'asse	4
1.2.1.	Verifica delle caratteristiche planimetriche	6
1.2.2.	Verifica delle caratteristiche altimetriche	11
1.2.3.	Tabulati di verifica	13
2.	LA SEZIONE STRADALE	18
2.1.	L'asse principale	18
2.2.	Le strade minori	19
3.	CALCOLO DELLA PAVIMENTAZIONE	20
4.	BARRIERE STRADALI E DISPOSITIVI DI SICUREZZA	26
4.1.	Premessa	26
4.2.	Tipologie	26
4.3.	Progetto delle barriere	27
5.	SEGNALETICA VERTICALE ED ORIZZONTALE	28
5.1.	Segnaletica orizzontale	28
5.2.	Segnaletica verticale	29
6.	LE OPERE IN TERRA	29
7.	BILANCIO TERRE E GESTIONE DEI MATERIALI	32
8.	IDROLOGIA E IDRAULICA	34
9.	OPERE D'ARTE	38
9.1.	Gallerie artificiali	38
9.2.	Gallerie naturali	40
9.3.	Viadotti	71
9.4.	Opere d'arte minori	76
9.5.	Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi	77
10.	CANTIERIZZAZIONE	81
11.	IMPIANTI	82
11.1.	Riferimenti normativi e principi generali	82
11.2.	Scelte progettuali ed impianti previsti	83
11.2.1.	Impianti tecnici lungo la tratta	83
11.2.2.	Impianti di illuminazione in corrispondenza degli svincoli	83
11.2.3.	Impianti tecnici nelle gallerie	84
12.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	88
13.	ASPETTI GEOTECNICI	92
14.	SISMICITÀ	93
15.	INTERVENTI DI INSERIMENTO E MITIGAZIONE AMBIENTALE	96

1. IL TRACCIATO

1.1. Descrizione del tracciato

Il presente progetto definitivo riguarda il tronco Foligno – Pontelatrave della S.S. 77 “Val di Chienti”. La suddivisione del tracciato in sublotti è così prevista (con riferimento alla carreggiata nord):

- Sublotto 1.2 (tratto Foligno - Valmenotre): da Km 0+000 a Km 7+619
- Sublotto 2.1 (tratto Valmenotre – Galleria Muccia): da Km 7+619 a Km 28+920
- Sublotto 1.2 (tratto Galleria Muccia - Pontelatrave): da Km 28+920 a Km 35+745

Il tratto Valmenotre – Galleria Muccia (galleria esclusa) che costituisce il presente sublotto, si svolge interamente in variante rispetto all’attuale S.S. 77, che mantiene la sua piena funzionalità.

La strada in oggetto è prevista di categoria B “extraurbana principale” del DM 5/11/2001 “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, avente sezione a carreggiate separate (ciascuna costituita da due corsie da 3.75 m, banchina esterna da 1.75 m e banchina interna da 0.50 m) con velocità di progetto compresa tra 70 e 120 km/h.

In fase di progettazione definitiva è stato verificato ed ottimizzato il tracciato di progetto dell’intero itinerario il cui sviluppo complessivo, da Foligno a Pontelatrave, è risultato pari a 35,745 km. Lo sviluppo del sublotto 2.1 è di circa 21,3 km.

E’ stato riesaminato con particolare attenzione l’aspetto degli allargamenti in curva richiesti dalle verifiche di visibilità, al fine di limitarli al massimo, soprattutto in corrispondenza delle gallerie. Per questo si è cercato di rimodellare tutte le curve di raggio inferiore a 2500 m in modo da evitare, per quanto possibile, tali allargamenti; esigenza particolarmente sentita per le gallerie da scavare con il metodo TBM. In particolare, in corrispondenza delle gallerie Varano, Serravalle e Bavareto il tracciato è stato modificato con adozione di curve di raggio 3000 m.

Per quanto riguarda l’inserimento nel territorio, si è predisposta la ricucitura della viabilità interferita dalla nuova infrastruttura; gli attraversamenti viari sono stati generalmente ripristinati con sottovia a struttura scatolare. Inoltre, si sono previsti i necessari attraversamenti idrici e le opere di raccolta delle acque meteoriche.

Lungo l'intero itinerario Foligno-Pontelatrave, come previsto nel progetto preliminare, sono presenti quattro svincoli - oltre a quello esistente sulla S.S. 3 Via Flaminia a Foligno da cui ha inizio l'intervento - e precisamente gli svincoli di Valmenotre, Colfiorito, Serravalle-Bavareto e Muccia.

Allo scopo di rendere funzionale il tratto *umbro* dell'adiacente sublotto 1.2, il Committente ha richiesto di estendere detto sublotto fino a comprendervi il viadotto Scopoli e le rampe dello svincolo Valmenotre, già inclusi nel sublotto 2.1. Il Contraente Generale ha dato seguito all'esplicita richiesta del Committente spostando pertanto il confine tra i due sublotti dal km 7+204 alle nuove Progressive 7+619, in asse Nord, e 7+613, in asse Sud.

Di conseguenza, gli svincoli presenti nel sublotto 2.1 sono i seguenti:

- Svincolo di Colfiorito, in prossimità del Km 17+500, a collegamento della nuova infrastruttura con il comune di Colfiorito attraverso la S.P. 641; in corrispondenza dell'intersezione la S.P. 641 ha subito una modifica altimetrica per sovrappassare in cavalcavia la strada in progetto;
- Svincolo di Serravalle, in prossimità del Km 26+600: esso mette in relazione la nuova infrastruttura con i comuni di Bavareto e Serravalle. E' prevista l'esecuzione di una strada d'appoggio con duplice funzione di smistare il traffico da e per la nuova infrastruttura e deviare il traffico in transito sulla S.S. 77 che oggi attraversa il comune di Bavareto.

Si segnala inoltre che un breve tratto dell'asse principale - inclusa la galleria artificiale "Chienti" sulla carreggiata sud - pur appartenendo al sublotto 2.1, è stato incluso nei lavori dello svincolo provvisorio di Gelagna Bassa al km 28+920, partecipando così all'importo lavori del sublotto 1.2. Nell'ambito dei lavori del presente sublotto sono pertanto previste la demolizione di tale svincolo provvisorio e l'esecuzione dell'innesto al sublotto 1.2.

1.2. Geometria dell'asse

La progettazione degli elementi geometrici dell'asse è stata eseguita in conformità alle "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" di cui al DM 5/11/2001.

Il tracciamento ed il profilo sono stati eseguiti separatamente per le due carreggiate, sulla striscia continua della rispettiva banchina interna. I tabulati di tracciamento sono riportati negli specifici elaborati allegati al progetto.

In generale, i parametri geometrici degli elementi dell'asse stradale sono stati scelti in modo da rispettare i limiti dinamici imposti dalle norme e le condizioni ottiche necessarie ai fini della sicurezza e del comfort di guida.

I raggi degli archi circolari utilizzati nei raccordi planimetrici sono stati scelti nell'intervallo di valori forniti dall'abaco delle Norme sopra citate, che legano gli stessi raggi alle velocità di progetto ed alle pendenze trasversali da assegnare alla piattaforma stradale. I valori trovati sono stati verificati affinché soddisfino anche altre condizioni dinamiche, riassunte nei criteri di composizione planimetrica dell'asse, che evitano di posizionare vicini due raccordi incompatibili per caratteristiche geometriche.

Gli elementi a curvatura costante dell'asse stradale sono raccordati tra loro da elementi a curvatura variabile, allo scopo di ridurre il contraccolpo dovuto alla variazione di accelerazione trasversale. Gli elementi geometrici utilizzati a tale scopo sono le clotoidi. L'espressione parametrica di tali curve è del tipo: $rs = A^2$ (caso particolare di una famiglia di curve parametriche di espressione $rs^n = A^{(n+1)}$ dove: n = parametro di forma; A = parametro geometrico). Il loro dimensionamento avviene imponendo al parametro geometrico valori non inferiori a dati limiti, derivanti dal rispetto di vincoli dinamici e geometrici; ove possibile si è cercato di utilizzare raccordi più grandi di quelli minimi previsti dalla normativa.

Oltre a dimensionare correttamente ogni singolo raccordo planimetrico, affinché il tracciato risulti accettabile è necessario anche che le curve planimetriche ed altimetriche siano opportunamente posizionate sulla base dei criteri di coordinamento plano-altimetrico che evitano, in particolare, percezioni prospettiche distorte e perdita inattesa di visibilità. L'obiettivo è quello di conformare l'asse con elementi planimetrici ed altimetrici che rispondano bene, singolarmente e nel loro complesso, ai requisiti dinamici ed ottici necessari ad ottenere gli opportuni livelli di servizio.

Sono stati quindi svolti tre livelli di analisi del tracciato, con riferimento a:

- omogeneità fra elementi successivi e nell'insieme dell'itinerario (verifica attraverso diagrammi di velocità costruiti a partire da prefissate ipotesi sui singoli elementi di tracciato);
- assenza di difetti ottici (studio della visione prospettica del nastro stradale);

- leggibilità del tracciato e condizioni di anticipazione offerte all'utente.

1.2.1. Verifica delle caratteristiche planimetriche

La verifica delle caratteristiche planimetriche è stata eseguita controllando le seguenti condizioni:

1. *Raggio minimo delle curve planimetriche.* Il valore del raggio minimo è stato calcolato facendo riferimento alla seguente espressione:

$$R_{\min} = \frac{(V_{p,\min})^2}{127 \cdot (f_t(V) + q_{\max})} \quad [1]$$

2. *Relazione raggio della curva (R)/lunghezza del rettifilo (L):*

$$\begin{array}{ll} \text{per } L < 300 \text{ m} & R \geq L \\ \text{per } L \geq 300 \text{ m} & R \geq 400 \text{ m} \end{array} \quad [2]$$

3. *Compatibilità tra i raggi di due curve successive.* La verifica è stata eseguita facendo riferimento all'abaco estratto dalla norma e riportato in Figura 1.1 per curve collegate da un rettifilo di lunghezza inferiore a 350 metri ($L < 350 \text{ m}$);

4. *Lunghezza massima dei rettifili:*

$$L_{\max} = 22 \cdot V \text{ (m)} \quad [3]$$

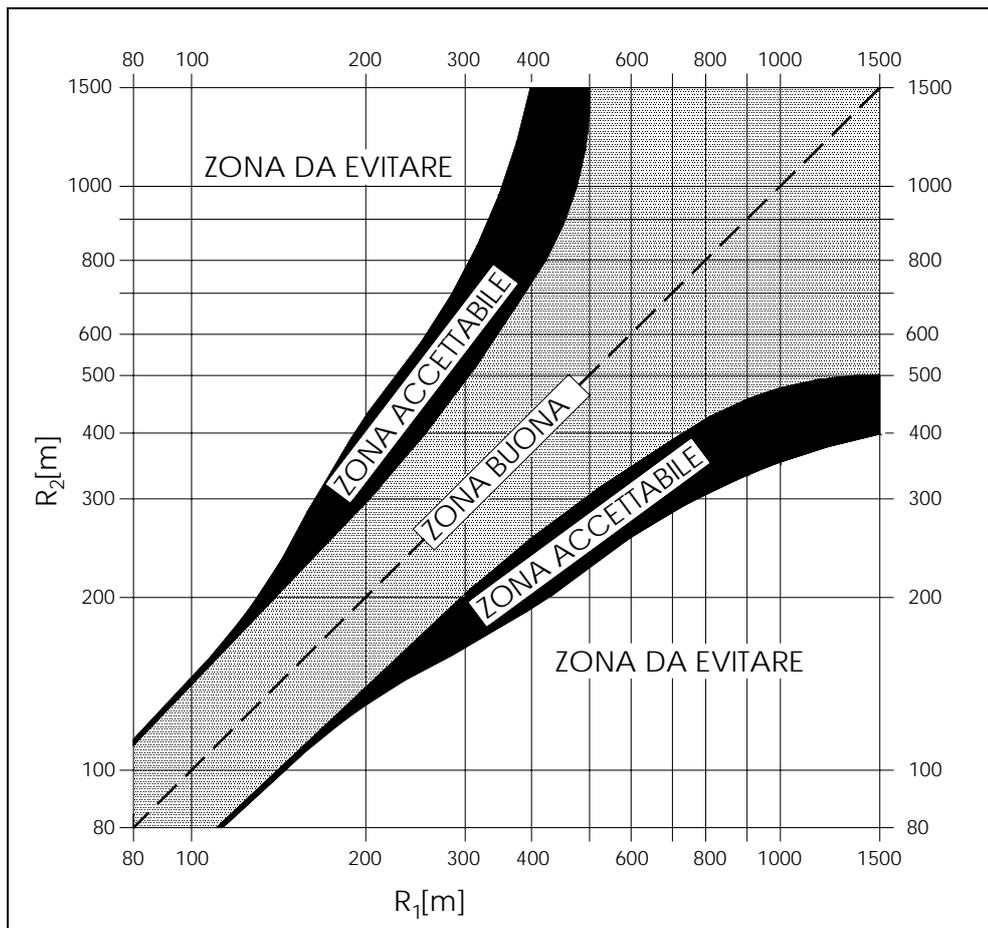


Figura 1.1 – Abaco di Koppel (DM 05/ 11/01)

5. *Lunghezza minima dei rettifili.* La verifica è stata eseguita facendo riferimento alla tabella estratta dalla norma e riportata in Tabella 1; per velocità la norma intende la massima desunta dal diagramma di velocità per il rettifilo considerato.

V_p [km/h]	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
L_{min} [m]	30	40	50	65	90	115	150	190	250	300	360

Tabella 1 – Lunghezza minima dei rettifili in relazione alla velocità

6. *Congruenza del diagramma delle velocità.* La norma prevede che per $V_{p,max} \geq 100$ km/h nel passaggio da tratti caratterizzati dalla $V_{p,max}$ a curve a velocità inferiore, la differenza di velocità di progetto non deve superare 10 km/h. Inoltre, fra due curve successive tale differenza, comunque mai superiore a 20 km/h, è consigliabile che non superi i 15 km/h.

7. *Lunghezza minima delle curve circolari.* La Norma prevede che una curva circolare, per essere percepita dagli utenti deve essere percorsa per almeno 2,5 secondi e quindi deve avere uno sviluppo minimo pari a:

$$L_{c,\min} = 2,5 \cdot V_p \text{ (m/s)} \quad [4]$$

Verifica del parametro a degli elementi a curvatura variabile (clotoidi)

Criterio 1 (Limitazione del contraccolpo)

Affinché lungo un arco di clotoide si abbia una graduale variazione dell'accelerazione trasversale non compensata nel tempo (contraccolpo), fra il parametro A e la massima velocità, V (km/h), desunta dal diagramma di velocità, per l'elemento di clotoide deve essere verificata la relazione:

$$A \geq 0,021 \times V^2 \quad [5]$$

Criterio 2 (Sovrapendenza longitudinale delle linee di estremità della carreggiata)

Nelle sezioni di estremità di un arco di clotoide la carreggiata stradale presenta differenti assetti trasversali, che vanno raccordati longitudinalmente, introducendo una sovrappendenza nelle linee di estremità della carreggiata rispetto alla pendenza dell'asse di rotazione. Nel caso in cui il raggio iniziale sia di valore infinito (rettilineo o punto di flesso), il parametro deve verificare la seguente disuguaglianza:

$$A \geq A_{\min} = \sqrt{\frac{R}{\Delta i_{\max}} \times 100 \times B_i (q_i + q_f)} \quad [6]$$

dove:

B_i = distanza fra l'asse di rotazione ed il ciglio della carreggiata nella sezione iniziale della curva a raggio variabile;

Δi_{\max} (%) = sovrappendenza longitudinale massima della linea costituita dai punti che distano B_i dall'asse di rotazione; in assenza di allargamento tale linea coincide con l'estremità della carreggiata;

$$q_i = \frac{i_{ci}}{100}$$

dove i_{ci} = pendenza trasversale iniziale, in valore assoluto

$$q_f = \frac{i_{cf}}{100}$$

con i_{cf} = pendenza trasversale finale, in valore assoluto

Critério 3 (Ottico)

Per garantire la percezione ottica del raccordo deve essere verificata la relazione:

$$A \geq R/3 \quad [7]$$

Verifiche di visibilità

Alle verifiche per la visibilità si è posta particolare attenzione, come detto in precedenza, al fine di limitare gli allargamenti di carreggiata in curva. Per il calcolo delle distanze di arresto sono stati inizialmente utilizzati coefficienti di aderenza longitudinale relativi alle "altre strade" (secondo DM 5/11/01), che forniscono distanze di arresto maggiori di quelle risultanti dall'adozione dei coefficienti di aderenza autostradali e, di conseguenza, maggiori allargamenti.

Tuttavia, in sede di istruttoria tecnica del progetto il Committente, considerate le caratteristiche adottate per lo strato di usura e in linea con l'opportunità indicata dal DM 5/11/01 per le strade extraurbane principali con "piani viabili di qualità", ha richiesto che il calcolo delle distanze di arresto sia effettuato utilizzando i coefficienti di aderenza "autostradali" relativi appunto a piani viabili di qualità, essendo onere del gestore il mantenimento nel tempo di tali caratteristiche. Come diretta conseguenza si ottiene una riduzione generale degli allargamenti per visibilità; in galleria, in particolare, la necessità di allargamento (peraltro molto contenuto) permane solo in corrispondenza della galleria Palude.

Preso atto della richiesta del Committente, contestuale al suo dichiarato impegno a mantenere nel tempo la caratteristica di qualità dei piani viabili, si è riprogettato il tracciato stradale utilizzando i coefficienti di aderenza autostradali. Gli allargamenti richiesti sono indicati nella tabella seguente. Le verifiche di visibilità sono riportate in appositi elaborati grafici del progetto.

Carreggiata Nord							Allargamenti	
R Curva	Prog In	Prog End	Pendenza Long. %	Distanza arresto	Velocità di progetto (Km/h)	Delta allargamento (m)	Progr Iniz-Progr End	L allargamento
2500	9536.56	10444.40	4	165.9	120	0		
-2500	11379.27	12324.84	3.8	166.9	120	0		
2800	14329.92	14548.32	-1	179	120	0		
-1500	15295.61	16247.62	-1	179	120	0.33	15270.60-16140.00	869.40
1200	16622.62	17828.66	-1	179	120	0		
-1100	18579.90	19528.86	0.275	175.3	120	0		
-2000	20183.09	20771.72	-2.2	181.5	120	0		
3000	21682.32	23351.73	-3.2	184.7	120	0		
3000	24587.43	26471.69	-3.8	187	120	0		
-3200	27322.57	27913.98	-2.3	182	120	0		

Carreggiata Sud							Allargamenti	
R Curva	Prog In	Prog End	Pendenza Long. %	Distanza arresto	Velocità di progetto (Km/h)	Delta allargamento (m)	Progr Iniz-Progr End	L allargamento
-2520	9540.05	10457.09	-4	188	120	0		
2500	11385.13	12331.59	-3.8	187	120	0		
-2750	14335.32	14548.68	1	173.2	120	0		
1500	15293.36	16247.45	1	173.2	120	0		
-1200	16622.45	17792.64	-0.64	177.7	120	0		
1100	18601.30	19553.00	-0.275	176.7	120	0		
2000	20145.76	20733.94	-0.7	177	120	0		
-3020	21679.97	23358.28	3.17	168.1	120	0		
-3020	24598.77	26493.37	3.8	166.9	120	0		
3200	27343.59	27935.01	2.3	171	120	0		

NB: i raggi della carreggiata sud sono elencati nel verso di percorrenza della carreggiata nord

1.2.2. Verifica delle caratteristiche altimetriche

Pendenze longitudinali massime

La pendenza massima delle livellette è quella consentita dal DM 05/11/01 per strade di tipo B (extraurbane principali), pari al 6% (in galleria 4%).

Raccordi verticali convessi

In base a quanto indicato dalla norma il raggio minimo dei raccordi verticali convessi (dossi) viene determinato come segue.

1. Se D è inferiore allo sviluppo L del raccordo si ha:

$$R_v = \frac{D^2}{2 \cdot (h_1 + h_2 + 2 \cdot \sqrt{h_1 \cdot h_2})} \quad [8]$$

2. Se invece $D > L$:

$$R_v = \frac{2 \cdot 100}{\Delta i} \cdot \left[D - 100 \cdot \frac{h_1 + h_2 + 2 \cdot \sqrt{h_1 \cdot h_2}}{\Delta i} \right] \quad [9]$$

ove:

R_v = raggio del raccordo verticale convesso [m]

D = distanza di visibilità da realizzare [m]

Δ_i = variazione di pendenza delle due livellette, espressa in percento

h_1 = altezza sul piano stradale dell'occhio del conducente [m]

h_2 = altezza dell'ostacolo [m]

Si pone di norma $h_1 = 1,10$ m. In caso di visibilità per l'arresto di un veicolo di fronte ad un ostacolo fisso, si pone $h_2 = 0,10$ m; in caso di visibilità per il cambiamento di corsia si pone $h_2 = 1,10$ m.

La distanza di visibilità per l'arresto è stata calcolata tramite il diagramma fornito dalla normativa. Nel calcolo delle distanze di visibilità è stato adottato un coefficiente di aderenza longitudinale "per autostrade", come sopra detto.

La distanza di visibilità per la manovra di cambiamento di corsia è stata calcolata solo in corrispondenza di punti singolari (svincoli, deviazioni, ecc.) utilizzando la seguente equazione:

$$D_c = 2,6 \cdot V [km/h] \quad [10]$$

dove:

V = velocità del veicolo desunta puntualmente dal diagramma delle velocità.

Raccordi verticali concavi

In base a quanto indicato dalla norma il raggio minimo dei raccordi verticali concavi (sacche) viene determinato come segue.

1. Se D è inferiore allo sviluppo del raccordo si ha:

$$R_v = \frac{D^2}{2 \cdot (h + D \sin \vartheta)} \quad [11]$$

2. Se invece $D > L$:

$$R_v = \frac{2 \cdot 100}{\Delta i} \cdot \left[D - \frac{100}{\Delta i} \cdot (h + D \sin \vartheta) \right] \quad [12]$$

ove:

R_v = raggio del raccordo verticale concavo [m]

D = distanza di visibilità per l'arresto di un veicolo di fronte ad un ostacolo fisso [m]

Δi = variazione di pendenza delle due livellette, espressa in percento

h = altezza del centro dei fari del veicolo sul piano stradale

θ = massima divergenza verso l'alto del fascio luminoso rispetto l'asse del veicolo.

Si pone di norma: $h = 0,5$ m e $\theta = 1^\circ$.

1.2.3. Tabulati di verifica

Nelle pagine seguenti sono riportati i tabulati con i risultati delle verifiche planimetriche ed altimetriche sopra descritte, rispettivamente per gli assi sud e nord.

VERIFICHE PLANIMETRICHE ASSE SUD

$L_r(\text{max accettabile}) (m) = 2640.00$

$V_{min\text{prog.}}$ =	70.00	km/h	$\Delta i_{min}(\%) =$	0.93	$f_i (V_{min})$	0.1300	$q_{max} = 0.0700$	
$V_{max\text{prog.}}$ =	120.00	km/h			$f_i (V_{max})$	0.1000		
$B_i =$	9.25	m	senza allargamento					

Raggi min 192.91 m f(Vmin; qmax; fmax)
 Raggi max 666.98 m f(Vmax; qmax; fmax)

SubLotto 2.1

Dati geometrici del tracciato													VERIFICA CURVE E RETTIFILI					VERIFICA DEL PARAMETRO A DELLA CLOTOIDE											
Tipo Elemento	Progressiva Iniziale	Progressiva finale	Raggio	Velocità dal Diagramma delle velocità	Lunghezza Elemento	Parametro A clotoide	q_i	q_f	B_i	$\Delta i_{max} (\%)$	R_i	R_f	Verifica del raggio (1)	Sv. Minimo		L. Rettifilo		Raggio minimo tra raggi che si succedono con l'interposizione di un rettifilo	Verifica rettifilo tra due curve: $R > LR$ per $LR < 300$ m $R \geq 400$ m per $LR \geq 300$ m Verificato?	CRITERIO 1		CRITERIO 2		CRITERIO 3					
														Sviluppo minimo di una curva $(L \geq 2,5 \cdot V_{prog})$	Verificato	L_r Minima	Verifica di percezione di un rettifilo			Limitazione contraccollo Parametro A clotoide	Verificato	Sovrapendenza longitudinale delle linee di estremità della carreggiata se il raggio iniziale è infinito. A_{min}	Sovrapendenza longitudinale delle linee di estremità della carreggiata se il raggio iniziale è finito (verif che $R_f > R_i$) (clot. Continuità) A_{min}	Verificato	Ottico ($R/3 < A < R$) in continuità si considera ($R(\text{iniziale})/3 < A < R$)	Verificato			
Rettifilo	8165.29	9260.05		120.00	1094.76											190	SI	2500.00	SI		302.40	SI	303.421			840	SI		
Clotoide	9260.05	9540.05		120.00	280.00	840	-0.025	-0.030	9.250	1.388	i	2520										302.40	SI	303.421			840	SI	
Circonferenza	9540.05	10457.09	2520	120.00	917.04								SI	83.33	SI														
Clotoide	10457.09	10737.09		120.00	280.00	840	-0.030	-0.025	9.250	1.388	2520	i										302.40	SI	303.421			840	SI	
Rettifilo	10737.09	11106.24		120.00	369.15											190	SI	2500.00	SI										
Clotoide	11106.24	11385.13		120.00	278.89	835	-0.025	-0.030	9.250	1.388	i	-2500										302.40	SI	302.765			833.333	SI	
Circonferenza	11385.13	12331.59	-2500	120.00	946.46								SI	83.33	SI														
Clotoide	12331.59	12610.48		120.00	278.89	835	-0.030	-0.025	9.250	1.388	-2500	i										302.40	SI	302.765			833.333	SI	
Rettifilo	12610.48	14027.54		120.00	1727.17											190	SI		SI										
Clotoide	14027.54	14335.32		120.00	307.78	920	-0.025	0.028	9.250	1.388	i	2750										302.40	SI	76.594			916.667	SI	
Circonferenza	14335.32	14548.68	2750	120.00	213.36								SI	83.33	SI														
Clotoide	14548.68	14856.46		120.00	307.78	920	0.028	-0.025	9.250	1.388	2750	i										302.40	SI	76.594			916.667	SI	
Rettifilo	14856.46	15126.69		120.00	270.23											190	SI	1500.00	SI										
Clotoide	15126.69	15293.36		120.00	166.67	500	-0.025	-0.042	9.250	1.388	i	-1500										302.40	SI	258.070			500	SI	
Circonferenza	15293.36	16247.45	-1500	120.00	954.09								SI	83.33	SI														
Clotoide	16247.45	16414.11		120.00	166.67	500	-0.042	0.000	9.250	1.388	-1500	i										302.40	SI	203.961			500	SI	
Clotoide	16414.11	16622.45		120.00	208.33	500	0.000	0.048	9.250	1.388	i	1200										302.40	SI	195.959			400	SI	
Circonferenza	16622.45	17792.64	1200	120.00	1170.19								SI	83.33	SI														
Clotoide	17792.64	18000.97		120.00	208.33	500	0.048	-0.025	9.250	1.388	1200	i										302.40	SI	135.647			400	SI	
Rettifilo	18000.97	18476.85		120.00	475.88											190	SI	1100.00	SI										
Clotoide	18476.85	18601.30		120.00	124.46	370	-0.025	-0.051	9.250	1.388	i	-1100										302.40	SI	235.613			366.667	SI	
Circonferenza	18601.30	19550.14	-1100	120.00	948.84								SI	83.33	SI														
Clotoide	19550.14	19674.60		120.00	124.46	370	-0.051	-0.025	9.452	1.418	-1100	i										302.40	SI	235.613			366.667	SI	
Rettifilo	19674.60	19922.64		120.00	248.05											190	SI	1100.00	SI										
Clotoide	19922.64	20145.76		120.00	223.11	668	-0.025	-0.035	9.250	1.388	i	-2000										302.40	SI	281.898			666.667	SI	
Circonferenza	20145.76	20733.94	-2000	120.00	588.19								SI	83.33	SI														
Clotoide	20733.94	20957.05		120.00	223.11	668	-0.035	-0.025	9.250	1.388	-2000	i										302.40	SI	281.898			666.667	SI	
Rettifilo	20957.05	21342.19		120.00	385.13											190	SI	2000.00	SI										
Clotoide	21342.19	21679.97		120.00	337.78	1010	-0.025	0.027	9.250	1.388	i	3020										302.40	SI	56.757			1006.667	SI	
Circonferenza	21679.97	23358.28	3020	120.00	1678.31								SI	83.33	SI														
Clotoide	23358.28	23696.06		120.00	337.78	1010	0.027	-0.025	9.250	1.388	3020	i										302.40	SI	56.757			1006.667	SI	
Rettifilo	23696.06	24260.99		120.00	564.93											190	SI	3020.00	SI										
Clotoide	24260.99	24598.77		120.00	337.78	1010	-0.025	0.027	9.250	1.388	i	3020										302.40	SI	56.757			1006.667	SI	
Circonferenza	24598.77	26493.37	3020	120.00	1894.60								SI	83.33	SI														
Clotoide	26493.37	26831.15		120.00	337.78	1010	0.027	-0.025	9.250	1.388	3020	i										302.40	SI	56.757			1006.667	SI	
Rettifilo	26831.15	26985.81		120.00	154.66											190	SI	3020.00	SI										
Clotoide	26985.81	27343.59		120.00	357.78	1070	-0.025	-0.026	9.250	1.388	i	-3200										302.40	SI	328.552			1066.667	SI	
Circonferenza	27343.59	27935.01	-3200	120.00	591.41								SI	83.33	SI														
Clotoide	27935.01	28292.79		120.00	357.78	1070	-0.026	-0.025	9.250	1.388	-3200	i										302.40	SI	328.552			1066.667	SI	
Rettifilo	28292.79	29408.34		120.00	1115.56											190	SI	2520.00	SI										

VERIFICHE ALTIMETRICHE ASSE SUD

Velocità massima di progetto = 120 Km/h

h = 0,5 m (altezza del centro dei fari del veicolo sul piano stradale)
 h1 = 1,1 m (altezza sul piano stradale dell'occhio del conducente)
 h2 = 0,1 m (altezza dell'ostacolo fisso altrimenti in caso di visibilità per il sorpasso si pone h2 = 1,10 m)
 sen (1°) = 0.0174524

SubLotto 2.1

Tipo curva altimetrica	i _{in} (%)	i _{fi} (%)	i media	R _v	Progressiva Iniziale	Progressiva finale	Velocità massima (Km/h)	Δi/100	Distanza di Arresto	Sviluppo del raccordo	Criterio Ottico		Criterio Dinamico		Raggi minimi : Dossi Rv > 20 m Sacche Rv > 40 m
											R _v Minimo	Ver.	a _v	Ver.	
Convesso	4	3.8	3.9	10000	11299.993	11500.007	120	0.2	166.39	200.00	7429.09	SI	0.011	SI	SI
Convesso	3.8	-0.71	1.545	20000	13753.804	14655.814	120	4.51	172.05	902.00	7943.10	SI	0.056	SI	SI
Convesso	-0.71	-1.59	-1.15	20000	15929.285	16105.585	120	0.88	179.07	176.00	402.11	SI	0.056	SI	SI
Concavo	-1.59	0.64	-0.475	20000	16598.698	17493.304	120	2.23	177.25	446.00	4371.52	SI	0.056	SI	SI
Convesso	0.64	-1.6	-0.48	20000	18579.674	18916.419	120	2.24	177.25	448.00	8430.51	SI	0.056	SI	SI
Concavo	-1.6	2.15	0.275	20000	19071.139	19446.138	120	3.75	175.28	750.00	4316.18	SI	0.056	SI	SI
Convesso	2.15	-2.19	-0.02	15000	19483.736	20135.111	120	4.34	176.05	651.00	4391.75	SI	0.074	SI	SI
Concavo	-2.19	0.7	-0.745	10000	20174.236	20608.112	120	2.89	177.97	289.00	8627.61	SI	0.111	SI	SI
Convesso	0.7	-3.18	-1.24	15000	21309.458	22084.796	120	3.88	179.31	582.00	8627.61	SI	0.074	SI	SI
Convesso	-3.18	-3.8	-3.49	15000	23716.541	24339.849	120	0.62	185.65	93.00	589.28	SI	0.074	SI	SI
Concavo	-3.8	-2.3	-3.05	20000	26371.626	26971.626	120	1.5	184.36	300.00	4571.40	SI	0.056	SI	SI
Concavo	-2.3	-1.48	-1.89	100000	28593.281	29001.593	120	0.82	181.09	820.00	4479.44	SI	0.011	SI	SI

VERIFICHE PLANIMETRICHE ASSE NORD

$V_{min\text{prog.}}$ =	70.00	km/h	$L_r(\text{max accettabile}) (m) =$	2640.00
$V_{max\text{prog.}}$ =	120.00	km/h	$\Delta i_{min}(\%) =$	0.93
$B_i =$	9.25	m	senza allargamento	
			$f_r (Vmin)$	0.1300
			$f_r (Vmax)$	0.1000
			$q_{max} =$	0.0700

Raggi min 192.91 m f(Vmin; qmax; fmax)
 Raggi max 666.98 m f(Vmax; qmax; fmax)

SubLotto 2.1

Dati geometrici del tracciato												VERIFICA CURVE E RETTIFILI						VERIFICA DEL PARAMETRO A DELLA CLOTOIDE										
Tipo Elemento	Progresiva Iniziale	Progresiva finale	Raggio	Velocità dal Diagramma delle velocità	Lunghezza Elemento	Parametro A clotoide	q_i	q_r	B_i	$\Delta i_{max} (\%)$	R_i	R_f	Verifica del raggio (1)	Sv. Minimo		L. Rettifilo		Raggio minimo tra raggi che si succedono con l'interposizione di un rettifilo	Verifica rettifilo tra due curve: $R > LR$ per $LR < 300$ m $R \geq 400$ m per $LR \geq 300$ m Verificato?	CRITERIO 1		CRITERIO 2		CRITERIO 3				
														Sviluppo minimo di una curva ($L \geq 2.5 \cdot V_{prog}$)	Verificato	L_r Minima	Verifica di percezione di un rettifilo			Limitazione contraccolpo Parametro A clotoide	Verificato	Sovrapendenza longitudinale delle linee di estremità della carreggiata se il raggio iniziale è infinito. A_{min}	Sovrapendenza longitudinale delle linee di estremità della carreggiata se il raggio iniziale è finito (verif che $R_f > R_i$) (clot. Continuità) A_{min}	Verificato	Ottico ($R/3 < A < R$) in continuità si considera ($R(\text{iniziale})/3 < A < R$)	Verificato		
Rettifilo	8156.39	9257.67		120.00	1101.29											250.00	SI	2500.00	SI									
Clotoide	9257.67	9536.56		120.00	278.89	835.00	-0.025	-0.030	9.250	1.388	i	2500									302.40	SI	302.765		SI	833.333	SI	
Circonferenza	9536.56	10444.40	2500.00	120.00	907.84								SI	83.33	SI													
Clotoide	10444.40	10723.29		120.00	278.89	835.00	-0.030	-0.025	9.250	1.388	2500	i				250.00	SI	2500.00	SI			302.40	SI	302.765		SI	833.333	SI
Rettifilo	10723.29	11100.38		120.00	377.09											250.00	SI	2500.00	SI									
Clotoide	11100.38	11379.27		120.00	278.89	835.00	-0.025	0.030	9.250	1.388	i	-2500									302.40	SI	91.287		SI	833.333	SI	
Circonferenza	11379.27	12324.84	-2500.00	120.00	945.57								SI	83.33	SI													
Clotoide	12324.84	12603.73		120.00	278.89	835.00	0.030	-0.025	9.250	1.388	-2500	i									302.40	SI	91.287		SI	833.333	SI	
Rettifilo	12603.73	14017.70		120.00	1413.97											250.00	SI		SI									
Clotoide	14017.70	14329.92		120.00	312.22	935.00	-0.025	-0.028	9.250	1.388	i	2800									302.40	SI	314.537		SI	933.333	SI	
Circonferenza	14329.92	14548.32	2800.00	120.00	218.40								SI	83.33	SI													
Clotoide	14548.32	14860.54		120.00	312.22	935.00	-0.028	-0.025	9.250	1.388	2800	i									302.40	SI	314.537		SI	933.333	SI	
Rettifilo	14860.54	15128.94		120.00	268.40											250.00	SI	1500.00	SI									
Clotoide	15128.94	15295.61		120.00	166.67	500.00	-0.025	0.042	9.250	1.388	i	-1500									302.40	SI	130.384		SI	500	SI	
Circonferenza	15295.61	16247.62	-1500.00	120.00	952.02								SI	83.33	SI													
Clotoide	16247.62	16414.29		120.00	166.67	500.00	0.042	0.000	9.338	1.401	-1500	i									302.40	SI	204.939		SI	500	SI	
Clotoide	16414.29	16622.62		120.00	208.33	500.00	0.000	-0.048	9.338	1.401	i	1200									302.40	SI	195.959		SI	400	SI	
Circonferenza	16622.62	17828.66	1200.00	120.00	1206.03								SI	83.33	SI													
Clotoide	17828.66	17961.99		120.00	133.33	400.00	-0.048	-0.025	9.383	1.407	1200	i									302.40	SI	241.661		SI	400	SI	
Rettifilo	17961.99	18455.45		120.00	493.46											250.00	SI	1100.00	SI									
Clotoide	18455.45	18579.90		120.00	124.45	370.00	-0.025	0.051	9.250	1.388	i	-1100									302.40	SI	138.082		SI	366.667	SI	
Circonferenza	18579.90	19528.86	-1100.00	120.00	948.96								SI	83.33	SI													
Clotoide	19528.86	19653.32		120.00	124.45	370.00	0.051	-0.025	9.250	1.388	-1100	i									302.40	SI	138.082		SI	366.667	SI	
Rettifilo	19653.32	19960.65		120.00	307.33											250.00	SI	1100.00	SI									
Clotoide	19960.65	20183.09		120.00	222.44	667.00	-0.025	0.035	9.250	1.388	i	-2000									302.40	SI	115.470		SI	666.667	SI	
Circonferenza	20183.09	20771.72	-2000.00	120.00	588.63								SI	83.33	SI													
Clotoide	20771.72	20994.17		120.00	222.44	667.00	0.035	-0.025	9.250	1.388	-2000	i									302.40	SI	115.470		SI	666.667	SI	
Rettifilo	20994.17	21348.99		120.00	354.82											250.00	SI	2000.00	SI									
Clotoide	21348.99	21682.32		120.00	333.33	1000.00	-0.025	-0.027	9.250	1.388	i	3000									302.40	SI	322.490		SI	1000	SI	
Circonferenza	21682.32	23351.73	3000.00	120.00	1669.41								SI	83.33	SI													
Clotoide	23351.73	23685.06		120.00	333.33	1000.00	-0.027	-0.025	9.250	1.388	3000	i									302.40	SI	322.490		SI	1000	SI	
Rettifilo	23685.06	24254.09		120.00	569.03											250.00	SI	3000.00	SI									
Clotoide	24254.09	24587.43		120.00	333.33	1000.00	-0.025	-0.027	9.250	1.388	i	3000									302.40	SI	322.490		SI	1000	SI	
Circonferenza	24587.43	26471.69	3000.00	120.00	1884.26								SI	83.33	SI													
Clotoide	26471.69	26805.02		120.00	333.33	1000.00	-0.027	-0.025	9.250	1.388	3000	i									302.40	SI	322.490		SI	1000	SI	
Rettifilo	26805.02	26964.79		120.00	159.77											250.00	SI	3000.00	SI									
Clotoide	26964.79	27322.57		120.00	357.78	1070.00	-0.025	0.026	9.250	1.388	i	-3200									302.40	SI	46.188		SI	1066.667	SI	
Circonferenza	27322.57	27913.98	-3200.00	120.00	591.41								SI	83.33	SI													
Clotoide	27913.98	28271.76		120.00	357.78	1070.00	0.026	-0.025	9.250	1.388	-3200	i									302.40	SI	46.188		SI	1066.667	SI	
Rettifilo	28271.76	29390.78		120.00	1119.01											250.00	SI	2500.00	SI									

VERIFICHE ALTIMETRICHE ASSE NORD

Velocità massima di progetto = 120 Km/h

h = 0.5 m (altezza del centro dei fari del veicolo sul piano stradale)
 h1 = 1.1 m (altezza sul piano stradale dell'occhio del conducente)
 h2 = 0.1 m (altezza dell'ostacolo fisso altrimenti in caso di visibilità per il sorpasso si pone h2 = 1,10 m)
 sen (1°) = 0.0174524

SubLotto 2.1

Tipo curva altimetrica	i _{in} (%)	i _{fi} (%)	i media	R _v	Progressiva Iniziale	Progressiva finale	Velocità massima (Km/h)	Δi/100	Distanza di Arresto	Sviluppo del raccordo	Criterio Ottico		Criterio Dinamico		Raggi minimi : Dossi R _v > 20 m Sacche R _v > 40 m
											R _v Minimo	Ver.	a _v	Ver.	
Convesso	4	3.8	3.9	100000	11480.035	11668.22	120	0.2	169.4	201.00	7700.31	SI	0.011	SI	SI
Convesso	3.8	-1	1.4	20000	13753.185	14713.185	120	4.8	172.4	960.00	7975.46	SI	0.056	SI	SI
Concavo	-1	0.54	-0.23	20000	16925.894	17233.894	120	1.54	176.5	308.00	4350.45	SI	0.056	SI	SI
Convesso	0.54	-1.6	-0.53	15000	18589.466	18910.466	120	2.14	177.4	321.00	8444.79	SI	0.074	SI	SI
Concavo	-1.6	2.15	0.275	10000	19070.233	19445.233	120	3.75	175.28	375.00	4316.18	SI	0.111	SI	SI
Convesso	2.15	-2.21	-0.03	15000	19483.29	20136.627	120	4.36	176.08	654.00	8319.58	SI	0.074	SI	SI
Concavo	-2.21	0.7	-0.755	15000	20172.058	20607.895	120	2.91	178.12	436.50	4395.68	SI	0.074	SI	SI
Convesso	0.7	-3.2	-1.25	20000	21311.33	22091.33	120	3.9	179.34	780.00	8630.50	SI	0.056	SI	SI
Convesso	-3.2	-3.8	-3.5	100000	23689.202	24289.202	120	0.6	185.66	600.00	8249.50	SI	0.011	SI	SI
Concavo	-3.8	-2.28	-3.04	40000	26379.39	26988.288	120	1.52	182.18	608.00	4510.09	SI	0.028	SI	SI
Concavo	-2.28	-1.5	-1.89	50000	28582.892	28971.77	120	0.78	180.02	390.00	4449.36	SI	0.022	SI	SI

2. LA SEZIONE STRADALE

2.1. L'asse principale

La strada in progetto è di categoria B (extraurbana principale) di cui al DM 5/11/2001 “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”. In particolare, la sezione stradale è composta di due carreggiate separate, ciascuna a due corsie da 3,75 m fiancheggiate da una banchina in destra di larghezza 1,75 m ed una banchina in sinistra da 0,50 m, per una larghezza complessiva di carreggiata pari a 9,75 m.

In generale le due carreggiate, data la successione di gallerie naturali a breve distanza l'una dall'altra, corrono adeguatamente distanziate (19,5 m), avvicinandosi solo in alcuni casi (per esempio in presenza di gallerie artificiali, di tratti in rilevato o di svincoli) sino ad una distanza di 5 m; in tal caso si crea un vero e proprio spartitraffico tra le carreggiate.

Nello spartitraffico, in particolare prima e dopo le gallerie, sono previsti i varchi per consentire lo scambio di carreggiata, ai fini della sicurezza e della manutenzione.

Nei tratti in sede naturale gli elementi marginali sono costituiti, in rilevato, da un arginello da 1.25 m e in trincea da una cunetta alla francese da 0.9 m. Nei tratti in galleria come elementi marginali sono previste barriere ridirettive tipo new jersey, a ridosso delle quali sono alloggiati i cavidotti per gli impianti.

Per le rampe di svincolo bidirezionali è prevista una piattaforma di larghezza 9,50 m, costituita da due corsie da 3,75 m e da due banchine laterali da 1,00 m, delimitate da arginello o da cunetta alla francese, rispettivamente in rilevato e in scavo. Le rampe di svincolo monodirezionali hanno larghezza di 6,50 m, essendo costituite da una corsia di marcia di 4,00 m e da due banchine laterali, larghe rispettivamente 1.0 m e 1.5 m, sempre delimitate da arginello o cunetta.

In rettifilo la sezione stradale è sagomata a doppia falda, con pendenza trasversale del 2,5% per agevolare lo smaltimento delle acque meteoriche. In curva la pendenza trasversale, dipendente dalla velocità di progetto, è stata ricavata utilizzando l'abaco di normativa. Il passaggio

graduale da una pendenza ad un'altra avviene lungo le curve di raccordo; la rotazione della sagoma avverrà facendo ruotare le falde attorno alla linea continua di banchina interna.

Lungo il tracciato e su entrambe le carreggiate sono previste piazzole di sosta, poste ad intervalli non superiori a 1000 m ed ubicate all'esterno della banchina.

Per le scarpate dei rilevati è prevista una pendenza 2/3, con eventuale banca intermedia dopo 5 m di altezza dall'arginello in caso di altezze superiori a 6 m.

Per le scarpate in scavo sono previste diverse pendenze in funzione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati: in caso di terreni rocciosi, dopo un tratto orizzontale di larghezza 1.65 m contenente la cunetta di raccolta delle acque meteoriche, la scarpata viene modellata con inclinazione 6/1, con banchettoni ogni 5 m di altezza; in caso di terreni detritici o alluvionali, dopo il tratto da 1.65 m contenente la cunetta, la scarpata viene scavata con pendenza 1/4.

Nei casi in cui è necessario contenere l'ingombro delle scarpate si è previsto, in generale, l'utilizzo di muri in terra verde, per le scarpate in rilevato, e di muri di controripa in gabbioni o prefabbricati in c.a. per le scarpate in scavo. In talune circostanze, specialmente agli imbocchi delle gallerie, è stata prevista l'esecuzione di paratie.

2.2. Le strade minori

Le varianti dell'attuale SS 77 sono previste con sezione stradale categoria F2 delle norme. La sezione è composta da un'unica carreggiata, a una corsia per senso di marcia, di larghezza 3.25 m, affiancata da una banchina da 1.00 m, per una larghezza totale della piattaforma stradale pari a 8.5 m. Gli elementi marginali sono costituiti da un arginello di 1.00 m in rilevato o da una cunetta alla francese in scavo.

Le strade di servizio e manutenzione sono previste ad unica carreggiata di larghezza 4.0 m, con elementi marginali costituiti da un arginello da 0.50 m in rilevato o da una cunetta alla francese in scavo.

Le varianti delle strade interferenti sono previste con sezione stradale della stessa categoria di appartenenza; in particolare, per le strade statali e provinciali è prevista una sezione tipo C2, con due corsie da 3,50 m affiancate da una banchina da 1,25 m, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 9,50 m.

La rotazione della sagoma avverrà facendo ruotare inizialmente solo una delle falde attorno all'asse stradale, quindi, arrivati a $P_t = 2,5\%$, facendo ruotare tutta la carreggiata rispetto ad uno dei due margini della carreggiata.

3. CALCOLO DELLA PAVIMENTAZIONE

La pavimentazione prevista è la seguente:

Strato	Asse princ. e Rampe
manto di usura in conglomerato bituminoso drenante	cm 5
strato di binder in conglomerato bituminoso	cm 5
strato di base in conglomerato bituminoso	cm 8
strato di fondazione in misto cementato	cm 22
strato di sottofondo in misto granulare	cm 15

Metodo di calcolo

Il dimensionamento della pavimentazione stradale in conglomerato bituminoso è eseguito con il metodo empirico dell'*AASHTO Guide for Design of Pavement Structure - 1993*. Tale metodo permette di ricavare il numero totale di passaggi di assi equivalenti da 8,2 t (ESALS) che la pavimentazione riesce a sopportare prima di raggiungere il valore di PSI finale (PSI = Present Serviceability Index), in corrispondenza del quale si ritiene che la pavimentazione sia giunta al termine della sua vita utile e quindi necessiti di manutenzione.

Note le caratteristiche dei materiali (degli strati legati a bitume, di quelli in misto granulare o stabilizzato, della portanza del sottofondo), ed avendo assegnato spessori di primo tentativo ai vari strati, è possibile avviare un procedimento iterativo che permette di convergere verso la soluzione finale. La convergenza del metodo prevede che il numero massimo di assi che la pavimentazione può sopportare sia superiore o al limite uguale al traffico previsto sulla sovrastruttura in esame durante l'intera vita utile, espresso sempre in numero di assi di veicoli commerciali equivalenti e derivante da analisi di traffico. Le variabili su cui agire per portare

a convergenza il metodo sono quindi proprio gli spessori dei vari strati e le caratteristiche dei materiali.

La formula utilizzata è la seguente:

$$\log(W_{18}) = Z_r \cdot S_0 + 9.36 \cdot \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \log(M_r) - 8.07$$

essendo:

- W_{18} numero massimo di assi equivalenti da 8,2 t (ESALS) che portano la pavimentazione al valore PSI finale;
- ΔPSI differenza tra l'indice di funzionalità (PSI) della pavimentazione all'inizio (assunto di solito pari a 4.2 per pavimentazioni flessibili) e al termine della vita utile; il valore di PSI finale è dedotto dalla tabella 9 del Catalogo delle Pavimentazioni CNR in funzione dell'importanza dell'infrastruttura stradale;
- S_0 deviazione standard relativa alle variazioni dalle previsioni di traffico e dalle prestazioni della pavimentazione, valore assunto mediamente pari a 0,45;
- Z_r fattore di affidabilità, dedotto dall'interpolazione dei valori di tabella del Catalogo della Pavimentazioni CNR (di seguito riportata), in funzione dell'affidabilità percentuale R_1 :

Fattore di Affidabilità Z_r				
R_1	80%	85%	90%	95%
Z_r	-0,841	-1,037	-1,282	-1,645

- EQ coefficiente di equivalenza tra l'asse standard (da 8,2 t) e gli assi effettivamente transittanti sulla strada, che permette di ricavare il numero di assi standard che produce nella pavimentazione il medesimo danno a fatica del numero di assi effettivamente transittanti. Si possono assumere gli spettri tipici di traffico di veicoli commerciali distinti in base al tipo di strada (Tab. 3 del Catalogo delle pavimentazioni CNR), composti dagli assi dei veicoli tipo (Tab. 2 del Catalogo delle pavimentazioni CNR);
- Mr modulo resiliente del sottofondo misurato in psi (il valore corrispondente in N/mm² è tratto da Tab. 5 del Catalogo delle pavimentazioni CNR);

SN indice strutturale, che tiene conto degli spessori degli strati (s_i), delle caratteristiche dei materiali dei vari strati (a_i), del drenaggio assicurato dagli strati non legati a bitume (m_i):

$$SN = \sum_i a_i \cdot s_i \cdot m_i$$

Occorre infine considerare la correzione relativa alla temperatura, per tener conto del diverso comportamento dei materiali che si trovano in zone differenti da quelle in cui è stato validato il modello AASHTO. Nei calcoli il fattore di correzione viene indicato con “R”.

Verifica del pacchetto di pavimentazione

Si fa riferimento ad una strada di tipo “B” (extraurbana principale), ipotizzando una portanza del sottofondo pari a 90 N/mm^2 (modulo resiliente M_r), le condizioni climatiche dell’Italia Centrale, il livello di affidabilità pari al 90%, l’indice di funzionalità finale $PSI = 2.5$ ed il numero complessivo di passaggi di assi da 8,2 t (in 20 anni, derivante da analisi di traffico) pari a 23.800.000.

Si riporta di seguito la tabella di calcolo del parametro SN; il valore ottenuto deve essere espresso in pollici, per cui lo si divide per il fattore di conversione 2,54.

SUCCESIONE STRATIGRAFICA DEL PACCHETTO STRADALE					
Strato	Descrizione	a_i	m_i	s_i [cm]	$a_i \cdot s_i \cdot m_i$
1	Usura	0,37		5	1,85
2	Binder cong. Bitum.	0,42	1	5	2,1
3	Base cong. Bitum.	0,35	1	8	2,8
4	Fond. Misto cem.	0,18	1	22	3,96
5	Sottof. Misto gran.	0,13	1	15	1,875
$SN = \sum(a_i \cdot s_i \cdot m_i) / 2.54$					4,95

Gli altri parametri utilizzati nel calcolo risultano essere i seguenti:

Dati relativi al Traffico	
W_{18}	23.800.000
Affidab.	90%
Z_r	-1,282
S_0	0,45

INDICI DI FUNZIONALITA'			
PSI	PSI _i	PSI _f	A
2,5	4,2	1,5	2,7

CARATTERISTICHE DEL SOTTOFONDO	
Mr	90 N/mm ²

CONDIZIONI CLIMATICHE	
R	1

Il numero di assi standard che portano al PSI finale la pavimentazione è quello riportato nella tabella seguente, che risulta essere maggiore del numero di assi attesi derivante dalle analisi di traffico. La verifica è quindi soddisfatta, con il fattore di sicurezza sotto indicato.

W_{18max}	36.010.097 NESA da 18 ton
Coeff. Sic.	1,51 Coefficiente di sicurezza a fatica

Materiali

Per lo strato di usura è stato previsto un conglomerato bituminoso drenante, caratterizzato da un fuso granulometrico che garantisce il sufficiente volume di vuoti per realizzare le interconnessioni che danno la capacità drenante allo strato.

Le particolari caratteristiche granulometriche (e litologiche) degli inerti impiegati, unitamente ad un alto contenuto di legante modificato con polimeri, consentono a questo tipo di pavimentazione di fornire prestazioni di elevato livello in termini di durabilità, stabilità e resistenza alle deformazioni, rugosità superficiale e resistenza all'ormaiamento.

Per gli altri strati si fa riferimento alle caratteristiche indicate nella tabella 8 del Catalogo delle Pavimentazioni CNR (di seguito riportata); in particolare la granulometria delle miscele bituminose è contenuta nei fusi riportati nelle figg. 1, 2, 3 del Catalogo CNR.

Tab. 8 - Caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali

<u>Conglomerato bituminoso per strato di usura</u>						
traffico	granulometria	bitume	stabilità Marshall (75 colpi)		rigidezza Marshall	vuoti residui Marshall
(1)	(2)	(%)	(Kg)	(daN)	(Kg/mm)	(%)
PP	fig. 1	4.5+6	≥1100	≥1080	300+450	4+6
P	"	"	≥1100	≥1080	300+450	4+6
M	"	"	≥1000	≥980	>300	3+6
L	"	"	≥1000	≥980	>300	3+6
Densità in opera (rispetto alla densità Marshall) ≥ 97%						
<u>Conglomerato bituminoso per strato di collegamento</u>						
traffico	granulometria	bitume	stabilità Marshall (75 colpi)		rigidezza Marshall	vuoti residui Marshall
(1)	(2)	(%)	(Kg)	(daN)	(Kg/mm)	(%)
PP	fig.2	4.5+5.5	≥1000	≥980	300+450	3+6
P	"	"	≥1000	≥980	300+450	3+6
M	"	4+5.5	≥ 900	≥880	>300	3+7
L	"	"	≥ 900	≥880	>300	.3+7
Densità in opera (rispetto alla densità Marshall) ≥ 98%						
<u>Conglomerato bituminoso per strato di base</u>						
traffico	granulometria	bitume	stabilità Marshall (75 colpi)		rigidezza Marshall	vuoti residui Marshall
(1)	(2)	(%)	(Kg)	(daN)	(Kg/mm)	(%)
PP	fig.3	4+5	≥800	≥780	>250	4+7
P	"	"	≥800	≥780	"	"
M	"	3.5+4.5	≥700	≥690	"	"
L	"	"	≥700	≥690	"	"
Densità in opera (rispetto alla densità Marshall) ≥ 98%						
<u>Misto granulare non legato</u>						
CBR (dopo 4gg di immersione in acqua)			CBR ≥ 30%			
Densità (rispetto alla densità AASHTO modificata)			≥ 98%			
<u>Misto cementato</u>						
			Semirigide		Rigide	
Classe di cemento			cemento 197/1 tipo 1+5		cemento 197/1 tipo 1+5	
Contenuto di cemento			2.5+3.5%		3.5+5	
Resistenza media a compressione a 7gg			2.5 ≤ σ _{cm} ≤ 4.5 N/mm ²		4.0 ≤ σ _{cm} ≤ 7.0 N/mm ²	
<u>Conglomerato cementizio</u>						
Resistenza media a trazione per flessione			f _{ctm} = 5.5 N/mm ² (*) (•)		f _{ctm} = 4.0 N/mm ² (**) (•)	
Modulo elastico			E = 47000 N/mm ² (*)		E = 34000 N/mm ² (**)	
Coefficiente di Poisson			ν = 0.2 (*)		ν = 0.2 (**)	

(1) Traffico (T) in numero di autoveicoli commerciali sulla corsia più caricata:

PP (molto pesante)	T > 22.000.000
P (pesante)	8.000.000 < T < 22.000.000
M (medio)	3.500.000 < T < 8.000.000
L (leggero)	T < 3.500.000

(2) Le caratteristiche degli aggregati delle miscele da adottare sono quelle indicate nelle norme CNR per le categorie di traffico PP, P, M ed L individuate in funzione del traffico commerciale complessivo secondo la nota 1.

(*) Per le autostrade extraurbane ed urbane, per le strade extraurbane principali e secondarie a forte traffico e per le urbane di scorrimento.

(**) Per le strade extraurbane secondarie sia ordinarie che turistiche, per le urbane di quartiere e locali e per le corsie preferenziali.

(•) Valori corrispondenti approssimativamente a resistenze caratteristiche cubiche R_{ck} rispettivamente di 55 e 30 N/mm².

4. BARRIERE STRADALI E DISPOSITIVI DI SICUREZZA

4.1. Premessa

Le barriere di sicurezza nelle costruzioni stradali sono i dispositivi atti a garantire il contenimento dei veicoli nella carreggiata stradale. Le barriere di sicurezza rappresentano l'ultimo ostacolo alla fuoriuscita dei veicoli dalla sede stradale. Esse devono essere inoltre idonee ad assorbire attraverso la propria deformazione parte dell'energia cinetica posseduta dal veicolo all'urto, così da limitare gli effetti dannosi sui passeggeri.

Il D.M. LL.PP. 21.06.04, aggiornamento del D.M. 223 del 18.2.92, disciplina l'impiego delle barriere di sicurezza. Particolare risalto viene dato al livello di deformabilità delle barriere, in termini di spazio laterale di dissipazione (Working Width) del dispositivo, come pure è evidenziata la necessità, per tutti i tipi di barriere, di fornire, in primo luogo, accettabili prestazioni nei riguardi delle collisioni relative ai veicoli leggeri.

4.2. Tipologie

Per quanto concerne i tipi di barriere da adottare, nelle sezioni stradali tipo sono indicate le caratteristiche prestazionali previste nelle diverse applicazioni. Le barriere di sicurezza sono state scelte in base alla classe di severità in relazione all'entità e composizione dei flussi veicolari. Le barriere di sicurezza sono comunque sempre previste nei seguenti casi:

- a) bordo laterale dei rilevati con pendenza $> 2/3$ e altezza superiore a 1.0 m;
- b) bordo laterale delle opere d'arte (ponti, viadotti, sovrappassi e muri di sostegno e sottoscarpia); la protezione è estesa per la lunghezza necessaria ad escludere il rischio di conseguenze disastrose derivanti dalla fuoriuscita dei veicoli dalla carreggiata;
- c) in corrispondenza di ostacoli fissi, laterali o centrali isolati, quali pile di ponti, fabbricati, tralicci di elettrodotti, portali segnaletici, alberature, etc.

A seguito di specifica richiesta del Committente in sede di istruttoria, sono state aggiunte ai lavori i seguenti dispositivi:

- barriere amovibili in corrispondenza dei varchi per lo scambio di carreggiata;
- attenuatori d'urto sulle cuspidi di tutte le uscite sull'asse principale.

4.3. Progetto delle barriere

I criteri di scelta delle barriere di sicurezza seguono quanto stabilito dall'articolo 6 tabella A del D.M. 21 giugno 2004, tenendo conto della posizione della barriera (spartitraffico, bordo laterale, bordo opere d'arte), del tipo di strada e del tipo di traffico.

La strada in progetto è classificata come “extraurbana principale” (tipo B). Il traffico è di tipo III (percentuale di mezzi pesanti maggiore del 15% sul totale); le classi da adottare sono quindi le seguenti:

- Bordo laterale H2-H3
- Spartitraffico H3-H4
- Bordo ponte H3-H4

Il progetto prevede l'installazione di barriere a tripla onda in acciaio, infisse sui cigli dei rilevati e nello spartitraffico, o ancorate su cordoli in c.a. nel caso di opere d'arte.

Tenuto conto degli spazi a disposizione per il funzionamento delle barriere, della notevole larghezza dello spartitraffico e della percentuale di traffico pesante (appena superiore al valore del 15% che definisce il passaggio dal livello di traffico tipo II al tipo III) è stata adottata la classe inferiore tra quelle consentite, assieme alla più opportuna larghezza utile W; in particolare:

- Bordo laterale H2 W6
- Spartitraffico bifilare H3 W6
- Bordo ponte H3 W6

Nei tratti (in terra) ove sono presenti anche le barriere acustiche è sempre prevista l'installazione di una barriera di sicurezza standard omologata H2-W6, posta ad adeguata distanza e quindi in grado di funzionare correttamente entro gli spazi previsti tra sicurvia e barriera acustica.

Per i tratti su opera d'arte nei quali sia richiesta la contemporanea presenza di barriera acustica e sicurvia, in assenza di spazi adeguati è previsto l'utilizzo di una barriera integrata tipo bordo ponte, che assolve ad entrambe le funzioni.

Per quanto concerne la variante della S.S. 77, classificata come strada locale di tipo F2, il traffico è di tipo I (percentuale di mezzi pesanti minore del 5%) per cui si adottano le seguenti classi, considerando anche gli spazi funzionali:

- Bordo laterale N2 W4
- Bordo ponte H2 W5

Per strade di natura diversa (poderali etc.) la normativa non prevede particolari misure, lasciando al progettista la valutazione delle scelte più opportune. Solo nei tratti con notevole altezza dal piano campagna si prevede, per tali strade, l'installazione di una barriera tipo N2 W4.

5. SEGNALETICA VERTICALE ED ORIZZONTALE

Il progetto della segnaletica è stato redatto nel rispetto della seguente normativa:

- Decreto del Presidente della Repubblica 06.03.2006, n. 153;
- Legge 01.08.2003, n. 214;
- Decreto Legge 27.06.2003, n. 151;
- Decreto Legge 02.11.1999, n. 391;
- Nuovo Codice della Strada di cui al D.lgs. n. 285 del 30 aprile 1992 e s.m.i.;
- Regolamento di attuazione del Nuovo Codice della Strada di cui al D.P.R. n. 495 del 16 dicembre 1992;
- Direttiva n. 1156 del 28 febbraio 1997 "Caratteristiche della segnaletica da utilizzare per la numerazione dei cavalcavia sulle autostrade e sulle strade statali di rilevanza internazionale".

5.1. Segnaletica orizzontale

Lo schema di segnaletica orizzontale prevede:

- strisce continue di margine di larghezza pari a 15 cm;

- strisce continue di separazione delle corsie di marcia di larghezza pari a 15 cm;
- strisce discontinue di separazione delle corsie di marcia di larghezza pari a 15 cm, lunghezza pari a 4,50 m, distanziate di 3,00 m;
- strisce discontinue in corrispondenza delle piazzole di sosta, di larghezza pari a 15 cm, lunghezza pari a 1,00 m, distanziate di 1,00 m;
- zebature di incanalamento sulle cuspidi, di larghezza pari a 30 cm ad intervalli di 60 cm entro le strisce di raccordo;
- frecce direzionali secondo le dimensioni indicate dal regolamento di attuazione del Nuovo Codice della Strada;
- frecce di rientro impiegate in avvicinamento alle strisce continue secondo le dimensioni indicate dal regolamento di attuazione del Nuovo Codice della Strada;
- strisce trasversali di arresto di larghezza pari a 50 cm;
- strisce trasversali di precedenza costituite da serie di triangoli con la punta rivolta verso i conducenti in arrivo, di altezza pari a 70 cm e larghezza pari a 40 cm.

5.2. Segnaletica verticale

Per quanto concerne la segnaletica verticale si adotteranno cartelli di serie grande per gli assi principali e di serie normale per la viabilità locale con le seguenti dimensioni:

- cartelli triangolari di pericolo, di lato pari a 90 cm;
- cartelli di obbligo e divieto circolari, di diametro pari a 60 cm;
- delineatori modulari di curva quadrati, di lato pari a 60 cm.

Per i cartelli di tipo informativo si prevede l'installazione di elementi con lo standard tipico delle strade statali (cartelli chilometrici, cartelli di identificazione dei viadotti e dei sovrappassi).

6. LE OPERE IN TERRA

Il corpo dei rilevati ed i riempimenti dovranno essere costituiti da materiale granulare rispondente alla classificazione delle terre AASHO UNI 10006 ed appartenente ai gruppi: A1 – A2, sottogruppi A1.a - A1.b - A2.4 - A2.5, in ottemperanza alla tabella di seguito allegata.

I suddetti terreni dovranno risultare insensibili al gelo, possedere una media o elevata permeabilità e non dovranno dar luogo a fenomeni di rigonfiamento o di ritiro. Inoltre devono essere costituiti principalmente da ghiaie, brecce, frammenti lapidei calcarei o calcareo marnosi, sabbie grosse e fini. Non è ammessa la presenza di materiali che siano suscettibili di media o elevata compressibilità (argille, limi o altro materiale).

Per la costituzione del corpo dei rilevati si prevede il reimpiego dei materiali provenienti dagli scavi; questi ultimi proverranno prevalentemente da litotipi calcarei e calcareo marnosi, per i quali si prevede, a lavori ultimati, un esubero anche significativo. La naturale distribuzione dei terreni nel sublotto 2.1 rende possibile una buona gestione dei materiali ed il riutilizzo della componente calcarea in prossimità dell'area di scavo.

Per poter essere adeguatamente riutilizzati nel corso dei lavori i materiali provenienti dagli scavi dovranno essere opportunamente controllati al fine di escludere le componenti prevalentemente marnose argillose che, localmente, caratterizzano alcune delle formazioni attraversate. La formazione dei rilevati andrà eseguita previa eliminazione, per un adeguato spessore, della coltre vegetale dal piano di campagna. Dopodiché il piano di posa, che si prevede generalmente di buone o ottime caratteristiche, dovrà essere compattato con mezzi meccanici in modo che il peso a secco in situ risulti pari al 90% della relativa prova AASHO. Qualora il terreno in situ non offra le caratteristiche richieste dovranno essere valutate adeguate soluzioni alternative.

Lo spessore dell'eventuale strato di bonifica, dove localmente necessario, sarà comunque colmato con materiali provenienti da scavi.

TABELLA A - CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE													
Gruppo	Sottogruppo	Frazione passante allo setaccio UNI 2332			LL (limite liquido)	IP (indice di plasticità)	Indice di gruppo	Materiali caratteristici costituenti il gruppo	Caratteristiche come sottofondo	Azione del gelo	Ritiro o rigonfiamento	Permeabilità	Classificazione generale
		2	0,4	0,075									
A1	A1-a A1-b	<50	<30 <50	<15 <25	-	<6	0	ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane	da	nessuna o lieve	nullo	elevata	
A3	-	-	>50	<10	-	-	0	sabbia fine	eccellente				
A2	A2-4 A2-5 A2-6 A2-7	-	-	<35	<40 >40 <40 <40	<10 <10 >10 >10	0 <4	ghiaia o sabbia limosa o argillosa	a buono	media	nullo o lieve	media o	Terre ghiaio-sabbiose
A4	-	-	-	>35	<40	>10	<16	limi poco compressibili		molto elevata	lieve o medio	scarsa	
A5	-	-	-	>35	>40	<10	<12	limi fortemente compressibili	da				
A6	-	-	-	>35	<40	>10	<16	argille poco compressibili	mediocre a	media	elevato		Terre
	A7-5				>40	>10		argille fortemente compressibili d	scadente				limo-
A7		-	-	>35	IP > LL - 30		<20	mediam. Plastiche		elevata	elevato	scarsa o nulla	argillose
	A7-6				>40	>10		idem fortemente Plastiche			molto		
					IP > LL 30					media	elevato		
A8	-	-	-	-	-	-	-	torbe, detriti organici di origine palustre	inadatte				torbe

7. BILANCIO TERRE E GESTIONE DEI MATERIALI

A fronte di una disponibilità di 5.209.991,78 mc di materiale proveniente dagli scavi, si prevede un reimpiego di 2.176.991,43 mc.

I terreni provenienti dagli scavi sono generalmente di ottima qualità, in quanto si tratta di materiali lapidei provenienti dallo scavo e dalla frantumazione di rocce prevalentemente calcaree, alcune delle quali hanno caratteristiche e proprietà tali da poter essere impiegate come inerti per il confezionamento di calcestruzzi o anche per la produzione di cemento.

In breve, le Formazioni della Scaglia rosata, bianca e cinerea, della Maiolica, Diaspri e del Calcere Massiccio sono reimpiegabili per rilevati, reinterri a tergo o sulle opere, massicciate ed opere in terra in generale. Questi materiali rappresentano, da soli, oltre il 70% del volume di scavo previsto in progetto.

Durante la campagna geognostica sono stati effettuati alcuni studi su campioni, prelevati in affioramento e da sondaggi, per verificare le caratteristiche della roccia in relazione alla produzione di inerti per il confezionamento di conglomerati cementizi. Tali studi hanno evidenziato come a questo scopo siano impiegabili, oltre alla Maiolica ed al Calcere Massiccio, anche la Scaglia rosata. Di seguito si riportano le tabelle riepilogative con i risultati forniti dal laboratorio.

MAIOLICA

Prova	Norma	Classe di appartenenza	Classe richiesta	Osservazioni
Esame petrografico	UNI EN 12407	Assenti tutti i minerali nocivi	Assenza di tutti i minerali nocivi	OK
Los Angeles	UNI EN 1097-2	LA ₄₀	LA ₃₀	Non idonea per calcestruzzi con Rck > C50/60
Micro Deval	UNI EN 1097-2	Mde ₂₅	-	Le norme non fissano un limite. La prova viene eseguita per calcestruzzi soggetti ad usura
Resistenza al gelo/disgelo	UNI EN 1367-1	F ₁	F ₂	OK
Contenuto di solfati	UNI EN 1744-1	AS _{0,2}	AS _{0,2}	OK
Contenuto di cloruri	UNI EN 1744-1	0,01%	0,03%	OK
Contenuto di zolfo	UNI EN 1744-1	0,11%/0,15%	1,0%	OK
Equivalente in sabbia + Valore di blu	UNI EN 933-8 UNI EN 933-9	SE 65,8 + MB 0,85	SE>70 o MB<1,2	OK

SCAGLIA ROSSA

Prova	Norma	Classe di	Classe richiesta	Osservazioni
-------	-------	-----------	------------------	--------------

		appartenenza		
Esame petrografico	UNI EN 12407	Assenti tutti i minerali nocivi	Assenza di tutti i minerali nocivi	OK
Los Angeles	UNI EN 1097-2	LA ₂₅	LA ₃₀	OK
Micro Deval	UNI EN 1097-2	Mde ₃₅	-	Le norme non fissano un limite. La prova viene eseguita per calcestruzzi soggetti ad usura
Resistenza al gelo/disgelo	UNI EN 1367-1	F ₁	F ₂	OK
Contenuto di solfati	UNI EN 1744-1	AS _{0,2}	AS _{0,2}	OK
Contenuto di cloruri	UNI EN 1744-1	0,01%	0,03%	OK
Contenuto di zolfo	UNI EN 1744-1	0,14%/assente	1,0%	OK
Equivalente in sabbia + Valore di blu	UNI EN 933-8 UNI EN 933-9	SE 48,2 + MB 0,94	SE>70 o MB<1,2	OK

Da quanto esposto si evince come il bilancio complessivo dei materiali non renda necessario il reperimento e l'apertura di cave di prestito da cui attingere materiali, constatato che la disponibilità supera ampiamente i fabbisogni di cantiere. Al contrario, esiste il problema relativo al materiale in eccesso da stoccare e smaltire. A tal fine sono stati svolti dettagliati studi che hanno portato all'individuazione dei seguenti quattro siti, ritenuti idonei ed equamente distribuiti fra le Regioni Umbria e Marche:

- Cava attiva in località Caccamo in Comune di Caldarola, con volume teorico accumulabile di circa 1.500.000 mc;
- Cava dismessa in località Bistocco in Comune di Caldarola, con volume teorico accumulabile di circa 1.250.000 mc;
- Cava attiva in località Manciano in Comune di Trevi, con volume teorico accumulabile di 840.000 mc;
- Cava attiva in località Fosso Rio – Matigge in Comune di Foligno, con volume teorico accumulabile di circa 2.400.000 mc.

8. IDROLOGIA E IDRAULICA

Gli aspetti legati all'analisi delle criticità idrauliche presenti sul territorio, al dimensionamento delle opere di attraversamento dei corsi d'acqua principali e secondari, al dimensionamento dei dispositivi di raccolta e allontanamento delle acque dalla piattaforma stradale e al loro eventuale trattamento prima della restituzione, sono stati trattati nella "Relazione idrologica e idraulica".

Le attività condotte al fine della sua redazione sono state articolate nella preventiva individuazione degli Enti competenti in materia idraulica e all'acquisizione dei documenti riportanti norme di attuazione in materia idraulica ovvero i Piani per l'Assetto Idrogeologico. E' stata inoltre acquisita l'ulteriore documentazione tecnica in grado di fornire utili indicazioni ai fini delle valutazioni.

I lavori previsti da questo subplotto riguardano il tratto della S.S. 77 "Val di Chienti" che interessa tre distinte realtà territoriali, la valle del fiume Menotre, lungo il versante umbro, la valle del fiume Chienti di Gelagna, lungo il versante marchigiano, e la piana di Colfiorito al confine tra le due regioni. Il tratto in progetto è localizzato nei comuni di Foligno in provincia di Perugia e nei comuni di Muccia e Serravalle del Chienti in provincia di Macerata.

I bacini idrografici dei corsi d'acqua attraversati dall'infrastruttura sono riportati nelle corografie in scala 1:25 000 e 1:100 000.

La linea di confine regionale risulta quasi coincidente con lo spartiacque dei due bacini idrografici del fiume Tevere, di livello nazionale, e del fiume Chienti, di livello regionale.

Il tratto che attraversa il territorio umbro si trova all'interno del bacino idrografico del fiume Menotre, e la competenza in materia idraulica è demandata all'autorità di Bacino del Fiume Tevere il quale ha appositamente redatto il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Fiume Tevere, ai sensi della legge n. 183/1989 e del decreto-legge n. 180/1998. Le analisi sono state condotte, pertanto, nel rispetto delle direttive incluse nelle norme tecniche di attuazione attualmente in vigore, che definiscono la delimitazione delle fasce fluviali e delle zone a rischio di inondazione nonché le procedure per la definizione degli idrogrammi di progetto da assumere come piene di riferimento, sono quelle allegate alla revisione del Piano adottato dal Comitato Istituzionale con delibera n.114 del 5 Aprile 2006.

Il tratto sul lato marchigiano si trova all'interno del bacino del fiume Chienti il quale rientra nel sistema dei bacini di livello regionale della Regione Marche e pertanto le relative competenze sono state demandate all'Autorità di Bacino Regionale. Anche per il bacino idrografico

del Chienti è stato redatto il Piano di Assetto Idrogeologico, adottato dal Comitato Istituzionale con Delibera n. 15/2001 e n. 42/2003.

I fiumi Menotre e Chienti di Gelagna, pur appartenendo a due diversi sistemi idrografici, presentano una conformazione simile relativamente agli aspetti vegetazionali, litologici e sfruttamento del suolo. Come generalmente avviene per i bacini montani impostati su rocce carbonatiche, il meccanismo di formazione della piena a seguito di eventi meteorologici intensi è fortemente influenzato dall'alta permeabilità dei terreni, legata alla presenza diffusa di rocce molto fessurate che localmente danno vita a fenomeni carsici di infiltrazione anche di notevole entità.

Il tratto in progetto inizia all'uscita della galleria Pale, che conduce al viadotto di attraversamento della valle del Menotre, affluente di sinistra del fiume Topino. Proseguendo la salita verso l'altopiano di Colfiorito, il tracciato oltrepassa in galleria i rilievi montuosi che delimitano superiormente la valle del Menotre. In corrispondenza dei brevi tratti stradali previsti in esterno vengono intercettate, mediante alti viadotti, le testate di alcuni modesti fossi affluenti in destra del corso d'acqua principale. Sull'altopiano, vengono intersecati il Fosso Rio di Cesi e il suo affluente Buca del Diavolo e più a valle, nei pressi di Taverne, il fosso Baronciano.

Il rio Cesi ed il fosso Buca del Diavolo si uniscono al centro del Piano e si interconnettono alla fitta rete di scolo dell'altopiano che confluisce poi, attraverso la galleria artificiale "Botte dei Varano", al fiume Chienti di Gelagna. Oltre l'abitato di Colfiorito, ormai in territorio marchigiano, il corridoio stradale si incunea nella valle del fiume Chienti di Gelagna, che viene percorsa prevalentemente in galleria lungo il versante in destra idraulica. Come per la valle del Menotre, in corrispondenza di alcuni tratti in esterno, sono previsti attraversamenti in viadotto di alcuni modesti fossi affluenti in destra del Chienti. Oltre l'abitato di Serravalle, nei pressi di Bavareto, viene intercettato il fosso di Vallevecchia, sempre in destra.

Proseguendo lungo il tracciato, poco a monte di Gelagna Bassa è previsto il l'attraversamento in viadotto del Chienti di Gelagna, al termine del quale finisce il tratto di infrastruttura in progetto.

I corsi d'acqua attraversati dal tracciato stradale, causa di possibili interferenze idrauliche con la struttura di attraversamento, sono stati oggetto di uno studio idrologico-idraulico volto alla determinazione delle portate massime e dei livelli idrometrici raggiungibili dalla corrente nelle condizioni "ante opera" e "post operam" al fine di evidenziarne gli scostamenti. A tal fine è stato condotto uno studio sommariamente suddiviso nelle seguenti fasi:

- caratterizzazione climatica del territorio;
- valutazione degli idrogrammi di piena "sintetici";

- ricostruzione dei profili idrometrici nelle condizioni ante e post operam;
- dimensionamento dei dispositivi di smaltimento acque di piattaforma.

Regionalizzazione statistica

Per la caratterizzazione climatica del territorio, dal punto di vista della sua propensione a generare fenomeni meteorici intensi, sono stati utilizzati risultati ottenuti dagli studi condotti nell'ambito della redazione dei PAI basati su criteri di analisi statistica. Questi sono stati condotti sfruttando i moderni principi di analisi generalmente indicate come tecniche di "regionalizzazione dei dati". Queste tecniche di analisi statistica consentono di elaborare e di correlare tra loro diversi campioni di dati, provenienti da strumenti di monitoraggio ubicati in zone diverse del territorio, in modo da ottimizzare la densità di informazione disponibile, ridurre le incertezze dovute alla frammentazione delle osservazioni, al fine di una rappresentazione continua ed omogenea del fenomeno indagato all'interno di una regione di territorio.

Una serie di studi orientati a questo obiettivo sono stati realizzati con riferimento ai territorio delle regioni Marche ed Umbria, nell'intento di fornire una misura dell'intensità con cui si manifestano i fenomeni idrologici, sia in termine di portate di massima piena che di precipitazioni intense. Questi, sono stati impostati nel rispetto delle procedure di regionalizzazione raccomandate nel Progetto VAPI, facendo quindi uso del metodo del valore indice e sono stati estesi nelle aree geografiche di competenza dei Compartimenti del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN) di Bologna e Roma.

Per il territorio regionale umbro sono stati utilizzati i risultati di uno studio di regionalizzazione statistica, riportati nella pubblicazione "*Determinazione delle precipitazioni di massima intensità e breve durata per la Regione Umbria*". Lo Studio, realizzato dal Servizio Idrografico Regionale della Regione dell'Umbria, è stato condotto secondo principi metodologici simili a quelli che hanno guidato la procedura VAPI, ma facendo uso di un diverso modello probabilistico, per il quale è stata utilizzata la legge di Gumbel.

La valutazione delle massime portate di piena, da prendere come riferimento nelle progettazioni, è stata condotta previa implementazione di un modello matematico di trasformazione affussi – deflussi, in grado di restituire non solo i valori della portata massima, ma anche l'andamento temporale della portata fornendo utili informazioni di confronto con il reale andamento di eventi di piena osservati. Tali modelli, che traducono in termini matematici il fenomeno della trasformazione della precipitazione totale in deflusso diretto e, successivamente, la propagazione e accrescimento lungo il reticolo idrografico, sono stati scelti tra quelli maggiormente diffusi nella letteratura scientifica, dotati pertanto di numerosi studi di validazione e

di esperienze per la quantificazione dei parametri matematici rappresentativi, attraverso il riconoscimento dei principali caratteri morfologici dei versanti.

Il modello, del quale viene fornita dettagliata descrizione circa i principi teorici sui quali è basato, prevede la simulazione del comportamento del bacino idrografico, ipotizzando una risposta idrologica costante nel tempo (invarianti) e lineare con l'intensità della precipitazione, rappresentando il processo della propagazione dei deflussi mediante un idrogramma caratteristico (idrogramma istantaneo unitario) in modo da consentire la ricostruzione dell'idrogramma di piena attraverso la risoluzione di un integrale di convoluzione.

Per quanto riguarda la determinazione dello idrogramma efficace ci si è avvalsi della metodologia proposta dal Soil Conservation Service nota come il metodo del Curve Number. Per la successiva determinazione dell'idrogramma di piena è stato utilizzato il noto modello di Nash. Con questa metodologia sono state valutate le massime portate di piena per ciascuno dei corsi d'acqua attraversati dall'asse viario, anche per quelli di modeste dimensioni.

Il dimensionamento degli attraversamenti è stato condotto mediante due diversi metodi in conseguenza all'importanza dell'interferenza. Per quelle principali, dove le strutture di attraversamento assumono importanti dimensioni, le verifiche sono state condotte con metodo rigoroso, previa analisi delle condizioni idrometriche che si instaurano nel corso d'acqua al passaggio delle onde di piena di notevole entità, mentre nel caso degli attraversamenti minori, costituiti da condotte scolorari di dimensioni relativamente modeste, le verifiche sono state condotte utilizzando una metodologia semplificata basata sull'ipotesi del passaggio della corrente in condizioni di moto uniforme.

Per i corsi d'acqua principali le analisi si sono avvalse del modello HEC RAS 3.1.3, nell'ipotesi di corrente monodimensionale. Al fine della sua implementazione, è stato necessario ricostruire la geometria dell'alveo, in modo sufficientemente dettagliato. Si è proceduto quindi all'esecuzione di un nuovo rilievo topografico e batimetrico del corso d'acqua che ha portato alla ricostruzione di sezioni trasversali distribuite lungo un tratto fluviale di lunghezza sufficiente sia ad imporre le corrette condizioni di valle sia a valutare l'estensione dei fenomeni di rigurgiti verso monte causati dalla presenza della struttura.

Infine, a partire dalla stessa caratterizzazione climatica di cui si è detto, sono stati dimensionati i dispositivi di raccolta e smaltimento delle acque di origine meteorica dalla piattaforma stradale, fino al recapito dei deflussi ai corpi idrici recettori. In funzione della conformazione stradale, sono stati individuati differenti sistemi, tali da consentire lo scarico a gravità delle acque verso i recapiti finali.

Le valutazioni circa l'entità delle portate da smaltire sono state condotte facendo riferimento ad eventi meteorici corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni, per i quali si dovrà

verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

9. OPERE D'ARTE

La scelta delle tipologie strutturali da utilizzare per le opere d'arte è stata guidata da criteri di economicità, durabilità e qualità delle opere. Per le opere all'aperto è stata posta particolare attenzione all'aspetto architettonico, cercando soluzioni di impatto contenuto che potessero adattarsi con la necessaria flessibilità alla morfologia dei luoghi.

Le opere d'arte principali sono sostanzialmente riconducibili alle seguenti tipologie:

- 1) Gallerie artificiali;
- 2) Gallerie naturali;
- 3) Viadotti con impalcati a travi prefabbricate in c.a.p.;
- 4) Viadotti con impalcati in struttura composta acciaio-calcestruzzo.

9.1. Gallerie artificiali

Per le gallerie artificiali è stata adottata la tipologia a sezione scatolare in c.a. interamente eseguita in opera (Figura 9.1).

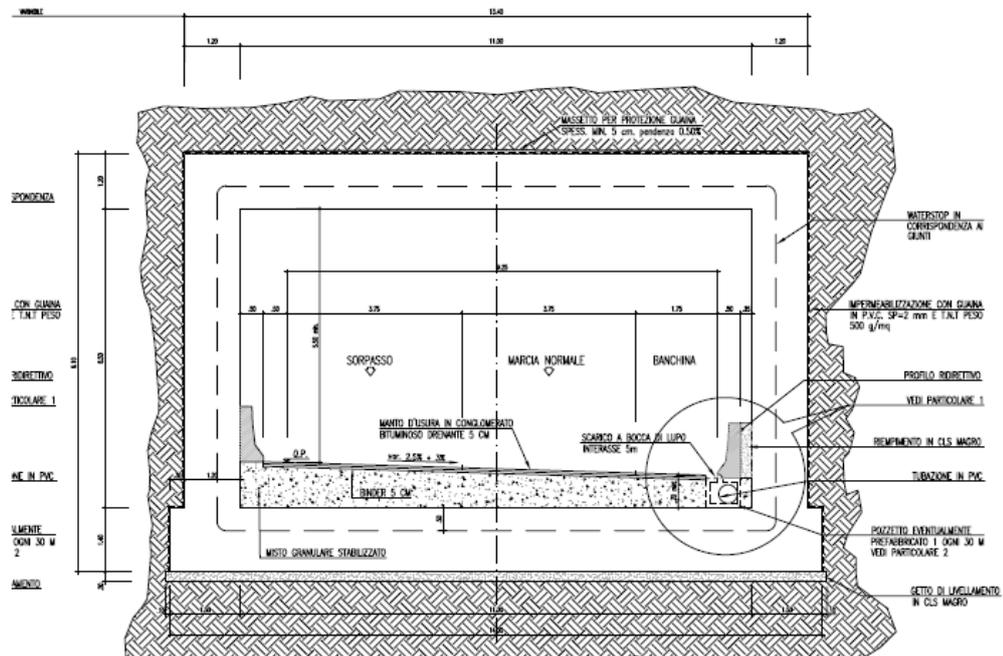


Figura 9.1 - Sezione tipo galleria artificiale

Rispetto al progetto preliminare, oltre alla galleria San Vincenzo sono state introdotte, in seguito ai necessari adattamenti al nuovo modello del terreno elaborato sulla base di nuova cartografia aerofotogrammetrica e di rilievi celerimetrici integrativi, due nuove gallerie. Nel complesso le gallerie artificiali presenti nel sublotto 2.1 sono le seguenti:

Asse NORD

Nome	Dimensioni interne	Lunghezza	Progr.In.	Prog.Fine
SAN VINCENZO	11,0x6,7	255,00	19+520,00	19+775,00

Asse SUD

Nome	Dimensioni interne	Lunghezza	Progr.In.	Prog.Fine
RIO RIFUGIO	11,0x6,5	67,00	11+633,00	11+700,00
SAN VINCENZO	(11-14,5)x6,9	213,00	19+553,50	19+766,50

9.2. Gallerie naturali

Il tracciato del Progetto Definitivo prevede la realizzazione di 8 gallerie monodirezionali a doppia canna, di cui 3 scavate con il sistema meccanizzato e le altre 5 con sistema tradizionale. Nel primo caso il fornice è caratterizzato da un diametro di scavo pari a 13,03 m, mentre nel secondo caso il raggio di scavo varia da un minimo di 6,65 ad un massimo di 7,2 m, secondo la sezione tipo adottata; il raggio interno risulta rispettivamente pari a 5,90 m e 5,95 m, in modo da contenere una carreggiata con le stesse caratteristiche di quella all'esterno (larghezza complessiva 9,75 m, comprendente due corsie di marcia da 3,75 m ciascuna e le banchine laterali, da 1,75 m sul lato destro e da 0,50 m su quello sinistro). La carreggiata è delimitata, come previsto dalla vigente normativa, da profili ridirettivi tipo New Jersey gettati in opera a ridosso dei piedritti della galleria stessa, in modo da poter alloggiare anche i vari cavidotti per gli impianti.

In tutte le gallerie è prevista l'ubicazione di una nicchia per l'S.O.S. ogni 150 m circa sul lato destro e, per quelle superiori ai 1000 m, di piazzole di sosta di lunghezza pari a circa 50 m, a una distanza massima di 600 m. Inoltre, le canne delle due carreggiate sono collegate tra loro mediante by-pass pedonali e carrabili, i primi posti ad un interasse di circa 300 m, i secondi ubicati in modo tale da rispettare l'interasse di 900 m previsto dalle vigenti norme stradali (DM 5/11/01).

Nelle gallerie di lunghezza superiore ai 1000 m è stata introdotta la pavimentazione in calcestruzzo, che presenta diversi vantaggi rispetto a quella tradizionale in conglomerato bituminoso: primo fra tutti quello di non contribuire alla combustione in caso di incendio, oltre a una maggiore durabilità, riduzione del rumore e luminosità che migliorano la sicurezza, abbassando il rischio di incidenti e favorendo il risparmio energetico in fase di esercizio.

La pavimentazione prevista è caratterizzata da un pacchetto, realizzato al di sopra del materiale di riempimento, costituito da uno strato di misto stabilizzato di spessore 30 cm e da una lastra di calcestruzzo non armato di spessore totale 25 cm, a sua volta composta, per i primi 20 cm, da calcestruzzo Rck 35 di base e per i 5 cm superiori da calcestruzzo Rck 40 con inerte "duro", coadiuvato da un trattamento superficiale per l'asporto delle particelle fini.

Il conglomerato cementizio viene realizzato in due fasi, producendo piastre lunghe circa 6 m, con la larghezza della carreggiata divisa in 3 parti. I giunti trasversali sono armati come giunti di dilatazione, con barre di compartecipazione solidarizzate ad una delle piastre e libere di scorrere in una guaina in quella adiacente; i giunti longitudinali sono invece collegati da barre in acciaio ad aderenza migliorata annegate nel calcestruzzo.

Nella tabella seguente sono riportate la lunghezza delle singole canne e le relative progressive di imbocco.

GALLERIA	CARREGGIATA NORD				CARREGGIATA SUD			
	Imbocco lato Foligno	Imbocco lato Pontelatave	Lunghezza	Metodologia di scavo	Imbocco lato Foligno	Imbocco lato Pontelatave	Lunghezza	Metodologia di scavo
	progr.	progr.	(m)		progr.	progr.	(m)	
Sostino	7619	10439.5	2820.5	Trad.	7613	10447	2834	Trad.
La Franca	10542.5	11594.40	1051.9	Trad.	10526.7	11602	1075.3	Trad.
Cupigliolo	11838	14020	2182	Trad.	11850	13960	2110	Trad.
Palude	14594	15759.50	1165.50	Trad.	14560	15785.5	1225.50	Trad.
Taverne	18062.38	18707.51	645.13	Trad.	18087.13	18700	612.87	Trad.
Varano	21300	24860	3560	TBM	21400	24871.81	3471.81	TBM
Serravalle	24990	26320	1330	TBM	25002.89	26337.72	1334.83	TBM
Bavareto	26680	28387	1707	TBM	26719.04	28038	1660.96	TBM

Dal punto di vista litologico i terreni interessati dallo scavo appartengono alle seguenti principali sequenze stratigrafiche e, in subordine, ai depositi superficiali recenti:

- terreni di sedimentazione di piattaforma carbonatica, rappresentati dal **Calcere Massiccio**;
- terreni di sedimentazione pelagica rappresentati dalle seguenti litologie (dal basso verso l'alto): **Corniola** (calcarei micritici grigi, stratificati con liste di selce), **Rosso Ammonitici Umbro – Marchigiano** (calcarei nodulari rosati alternati a marne);
- terreni di sedimentazione emipelagica rappresentati dalle seguenti litologie (dal basso verso l'alto): **Maiolica** (calcarei micritici bianchi, stratificati con selce e sottili livelli pelitici), **Marne a fucoidi** (argille, marne varicolori, calcari marnosi con intercalazioni di argilliti nere), **Scaglia bianca** (calcarei micritici bianchi con selce, argilliti e siltiti), **Scaglia Rosa** (calcarei micritici rossi/rosati e marne), **Scaglia Variegata** (calcarei marnosi e marne calcaree), **Scaglia Cinerea** (calcarei micritici e marne), **Bisciario** (marne e calcari siliceo – marnosi), **Schlier** (marne, marne argillose e calcari marnosi).

GALLERIE CON SCAVO IN TRADIZIONALE

Per le gallerie con scavo in tradizionale la tipologia proposta per l'avanzamento dello scavo secondo il metodo ADECO-RS, indicato in capitolato, prevede lo scavo della galleria a piena sezione con tecnica tradizionale.

In base alla litologia, alle coperture ed alle caratteristiche geomeccaniche dei materiali attraversati, si sono individuate nove sezioni tipo denominate, in base al comportamento dell'ammasso allo scavo, AB, AC, B0, B0V, B1, B2, B2V, C1 e C2.

Laddove l'ammasso roccioso interessato dallo scavo presenta un comportamento di tipo A, "fronte stabile", lo scavo è seguito, nel caso in cui la litologia e la giacitura favorevole degli strati lo consente, dalla messa in opera di una bullonatura radiale sistematica e di uno strato di spritz beton (Sezione tipo AB) o da una piccola centina metallica singola con spritz beton (Sezione tipo AC).

Nelle tratte in cui l'ammasso presenta un comportamento tipo B, "fronte stabile a breve termine", qualora i soli interventi di contenimento del cavo non risultassero sufficienti si potrà prevedere: la realizzazione di interventi di presostegno del fronte di scavo mediante la messa in opera di una coronella di tubi al contorno (Sezione Tipo B0V e B2V), la messa in opera, nel caso in cui la litologia e la giacitura favorevole degli strati lo consente, di un intervento di una bullonatura radiale sistematica (sezione Tipo B1) ed in ultimo la realizzazione di un intervento di consolidamento in avanzamento del fronte di scavo costituito da elementi strutturali in VTR, volti a contrastare l'evoluzione dei fenomeni deformativi in presenza di materiali alterati nelle zone di faglia (Sezione tipo B2, B2V). Gli interventi al fronte verranno dosati quantitativamente e geometricamente in funzione della situazione geologica presente al fronte in fase di scavo. Tali sezioni sono associate alla realizzazione del rivestimento di prima fase in centine e spritz-beton.

Dove lo scavo interessa materiali a comportamento di tipo C - "fronte instabile", i trattamenti di preconsolidamento del fronte di scavo vengono integrati con il consolidamento in avanzamento del contorno del cavo rispettivamente costituito da colonne in jet grouting (Sezione tipo C1) e da elementi strutturali in VTR valvolati e iniettati (Sezione tipo C2).

Inoltre, sia la sezione C1 che la C2 prevedono l'eventuale presenza di un puntone di chiusura del rivestimento di prima fase.

Si riportano nel dettaglio gli interventi previsti e la sequenza delle fasi esecutive per ciascuna sezione tipo.

Sezione tipo AB

La sezione tipo AB è costituita da:

- n. 6 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30 m e sovrapposizione pari a 3 m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- un prerivestimento costituito da 20 cm di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm, eseguito in due fasi: la prima, costituita da 10 cm di pre-spritz, da mettere in opera prima della posa dei bulloni, al fine di ridurre la franosità dello scavo e rendere possibile, alle maestranze, di operare in prossimità del fronte durante la posa dei bulloni in condizioni di adeguata sicurezza; la seconda, strutturale, costituita da altri 10 cm di spritz;
- una chiodatura in calotta costituita da raggiere alternate e sfalsate di 6-7 chiodi Swellex ($T \geq 120$ kN) o in alternativa CT-BOLT M20 ($T \geq 150 \div 180$ kN) L=4.0 m e passo p=1.25 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice, dello spessore di 50 cm in arco rovescio e di 50 cm in calotta.

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione di drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 2: scavo

Lo sfondo potrà avere lunghezza massima pari a 4.50 m, compreso il disagggio, eseguendo lo scavo a piena sezione, sagomando il fronte a forma concava.

Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase, verrà eseguito un accurato disagggio di tutti i blocchi instabili.

FASE 3: esecuzione pre-spritz

Esecuzione dello spessore di pre-spritz per la messa in sicurezza delle pareti di scavo.

FASE 4: esecuzione della chiodatura radiale

Messa in opera dei chiodi tipo Swellex.

FASE 5: esecuzione del rivestimento di prima fase

Lo spritz-beton deve essere rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm.

FASE 6: getto di murette e arco rovescio in CLS semplice

Il getto delle murette e dell'arco rovescio sarà effettuato a distanza libera dal fronte; dovrà comunque essere regolato in funzione del comportamento deformativo del cavo.

FASE 7: impermeabilizzazione.

La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 8: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza variabile dal fronte di scavo funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera.

Sezione tipo AC

La sezione tipo AC è costituita da:

- n. 6 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30 m e sovrapposizione pari a 6 m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- un prerivestimento composto da una singola centina HEB 140 con passo $p = 1.5$ m e da 25 cm di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm, eseguito in due fasi: la prima, costituita da 10 cm di pre-spritz, da mettere in opera prima della posa della centina, al fine di ridurre la franosità dello scavo e rendere possibile, alle maestranze, di operare in prossimità del fronte durante la posa delle centine in condizioni di adeguata sicurezza; la seconda, strutturale, costituita da altri 15 cm di spritz;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 50 cm in arco rovescio e di 50 cm in calotta.

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 2: scavo

Lo sfondo potrà avere lunghezza massima pari a 3.0 m, compreso il disaggio, eseguendo lo scavo a piena sezione, sagomando il fronte a forma concava.

Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase, verrà eseguito un accurato disaggio di tutti i blocchi instabili.

FASE 3: esecuzione pre-spritz

Esecuzione dello spessore di pre-spritz per la messa in sicurezza delle pareti di scavo.

FASE 4: rivestimento di prima fase (messa in opera delle centine e dello spritz-beton)

Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm;.

La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a 0.75 m circa.

FASE 5: getto di murette e arco rovescio

Il getto delle murette e dell'arco rovescio sarà effettuato a distanza di $4.5\varnothing$ dal fronte; dovrà comunque essere regolato in funzione del comportamento deformativo del cavo.

FASE 6: impermeabilizzazione

La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 7: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza variabile dal fronte di scavo funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera.

Sezione tipo B0

La sezione tipo B0 è costituita da:

- n. 6 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), $L=30$ m e sovrapposizione pari a 5 m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- un prerivestimento composto da centine 2 IPN 160 con passo $p = 1.25$ m e da 30 cm di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm, eseguito in due fasi: la prima, costituita da 10 cm di pre-spritz, da mettere in opera prima della posa della centina, al fine di ridurre la franosità dello scavo e rendere possibile, alle maestranze, di operare in prossimità del fronte durante la posa delle centine in condizioni di adeguata sicurezza; la seconda, strutturale, costituita da altri 20 cm di spritz;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 60 cm in arco rovescio e di 60 cm in calotta.

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 2: scavo

Lo sfondo potrà avere lunghezza massima pari a 2.5 m, compreso il disaggio, eseguendo lo scavo a piena sezione, sagomando il fronte a forma concava.

Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase, verrà eseguito un accurato disaggio di tutti i blocchi instabili.

FASE 3: esecuzione pre-spritz

Esecuzione dello spessore di pre-spritz per la messa in sicurezza delle pareti di scavo.

FASE 4: rivestimento di prima fase (messa in opera delle centine e dello spritz-beton)

Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm;

La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a 0.60 m circa.

FASE 5: getto di murette e arco rovescio

Il getto delle murette e dell'arco rovescio sarà effettuato a distanza di 4.5ϕ dal fronte; dovrà comunque essere regolato in funzione del comportamento deformativo del cavo.

FASE 6: impermeabilizzazione

La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 7: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza variabile dal fronte di scavo funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera.

Sezione tipo BOV

La sezione tipo BOV è costituita da:

- n. 6 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), $L=30$ m e sovrapposizione pari a 6 m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25m;
- un intervento di pre-sostegno costituito da una coronella di n° 37 tubi in acciaio cementati $\phi 88.9$ mm, sp.10 mm, disposti su un angolo 120° con passo $p=0.40$ m, lunghezza $L=18.0$ m e sovrapposizione 6.0 m;
- un prerivestimento composto da centine 2 IPN 180 con passo $p = 1.0$ m e da 30 cm di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm, eseguito in due fasi: la prima, costituita da 10 cm di pre-spritz, da mettere in opera prima della posa della centina, al fine di ridurre la franosità dello scavo e rendere possibile, alle maestranze, di operare in prossimità del fronte durante la posa delle centine in condizioni di adeguata sicurezza; la seconda, strutturale, costituita da altri 20 cm di spritz;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice di spessore 80 cm in arco rovescio e spessore medio 85 cm in calotta; le murette sono in c.a..

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione interventi di pre-sostegno al contorno

Sagomatura del fronte di scavo a forma concava ($f \sim 1.50$ m).

Esecuzione sul fronte di scavo di uno strato di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene, dello spessore minimo di 10 cm.

Esecuzione del presostegno in calotta secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:

- Posa in opera dei tubi metallici al contorno:
 - a) perforazione;
 - b) inserimento tubo e sigillatura boccaforo;
 - c) cementazione del tubo.

FASE 2: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 3: scavo

lo scavo dovrà essere eseguito a piena sezione, per singoli sfondi di lunghezza tra 1.0 m compreso il disaggio, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale.

FASE 4: esecuzione pre-spritz

Esecuzione dello spessore di pre-spritz per la messa in sicurezza delle pareti di scavo.

FASE 5: rivestimento di prima fase (messa in opera dello spritz-beton e delle centine)

Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm.

La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a circa 0.50 m.

FASE 6: getto di murette ed arco rovescio

Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 3ϕ dal fronte.

FASE 7: impermeabilizzazione

La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 8: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte di scavo funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera, e comunque entro una distanza non superiore a 9ϕ .

Sezione tipo B1

La sezione tipo B1 è costituita da:

- n. 6 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), $L=30$ m e sovrapposizione pari a 5 m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- una chiodatura in calotta costituita da raggiere alternate di 8-9 chiodi autoperforanti R25 ($T \geq 200$ kN) o in alternativa CT-BOLT M20 ($T \geq 150 \div 180$ kN) di lunghezza $L=4.0$ m e passo longitudinale $p=1.25$ m;

- un prerivestimento composto da centine 2 IPN 160 con passo $p = 1.25$ m e da 30 cm di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm, eseguito in due fasi: la prima, costituita da 10 cm di pre-spritz, da mettere in opera prima della posa della centina, al fine di ridurre la franosità dello scavo e rendere possibile, alle maestranze, di operare in prossimità del fronte durante la posa delle centine in condizioni di adeguata sicurezza; la seconda, strutturale, costituita da altri 20 cm di spritz;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 60 cm in arco rovescio e di 60 cm in calotta.

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 2: scavo

lo scavo deve essere eseguito a piena sezione, per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 2.5 m compreso il disaggio, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale.

FASE 3: esecuzione pre-spritz

Esecuzione dello spessore di pre-spritz per la messa in sicurezza delle pareti di scavo.

FASE 4: rivestimento di prima fase (messa in opera di centine, spritz-beton e chiodatura radiale)

Messa in opera dei chiodi in calotta ed esecuzione del rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton e centine

Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm.

La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a circa 0.60 m.

FASE 5: getto di murette ed arco rovescio

Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 4.5ϕ dal fronte di scavo.

FASE 6: impermeabilizzazione

La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 7: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza variabile dal fronte di scavo funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera.

Sezione tipo B2

La sezione tipo B2 è costituita da:

- n. 6 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30 m e sovrapposizione pari a 6 m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- un preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n° 40 elementi strutturali in vetroresina iniettati, aventi lunghezza pari a L=18.00 m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 6.00 m;
- un prerivestimento composto da centine 2 IPN 180 con passo $p = 1.00$ m e da 30 cm di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm, eseguito in due fasi: la prima, costituita da 10 cm di pre-spritz, da mettere in opera prima della posa della centina, al fine di ridurre la franosità dello scavo e rendere possibile, alle maestranze, di operare in prossimità del fronte durante la posa delle centine in condizioni di adeguata sicurezza; la seconda, strutturale, costituita da altri 20 cm di spritz;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 70 cm in calotta e in c.a. dello spessore di 80 cm in arco rovescio; le murette sono in c.a..

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione interventi di pre-consolidamento al fronte

Sagomatura del fronte di scavo a forma concava ($f \sim 1.50$ m).

Esecuzione sul fronte di scavo di uno strato di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene, dello spessore minimo di 10 cm.

Esecuzione del preconsolidamento al fronte secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:

- a) perforazione eseguita a secco $\phi \geq 100$ mm;
- b) inserimento dell'elemento strutturale in VTR;
- c) iniezione da boccaforo.

FASE 2: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 3: scavo

lo scavo deve essere eseguito a piena sezione, per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.0 m compreso il disaggio, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale.

FASE 4: esecuzione pre-spritz

Esecuzione dello spessore di pre-spritz per la messa in sicurezza delle pareti di scavo.

FASE 5: rivestimento di prima fase (messa in opera delle centine e dello spritz-beton)

Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm.

La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a circa 0.50 m.

FASE 6: getto di murette ed arco rovescio

Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 3ϕ dal fronte di scavo.

FASE 7: impermeabilizzazione

La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 8: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito entro 6ϕ dal fronte di scavo.

Sezione tipo B2V

La sezione tipo *B2V* è costituita da:

- n. 6 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), $L=30$ m e sovrapposizione pari a 6 m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- un intervento di pre-sostegno costituito da una coronella di n° 37 tubi in acciaio cementati $\phi 88.9$ mm, sp.10 mm, disposti su un angolo 120° con passo $p=0.40$ m, lunghezza $L=18.0$ m e sovrapposizione 6.0 m;
- un preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n° 40 elementi strutturali in vetroresina iniettati, aventi lunghezza pari a $L=18.00$ m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 6.00 m;
- un prerivestimento composto da centine 2 IPN 180 con passo $p = 1.00$ m e da 30 cm di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm, eseguito in due fasi: la prima, costituita da 10 cm di pre-spritz, da mettere in opera prima della posa della centina, al fine di ridurre la franosità dello scavo e rendere possibile, alle maestranze, di operare in prossimità del fronte durante la posa delle centine in condizioni di adeguata sicurezza; la seconda, strutturale, costituita da altri 20 cm di spritz;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore medio di 95 cm in calotta e in c.a. dello spessore di 90 cm in arco rovescio; le murette sono in c.a..

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione interventi di pre-consolidamento al fronte

Sagomatura del fronte di scavo a forma concava ($f \sim 1.50$ m).

Esecuzione sul fronte di scavo di uno strato di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene, dello spessore minimo di 10 cm.

Esecuzione del preconsolidamento al fronte secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:

- a) perforazione eseguita a secco $\phi \geq 100$ mm;
- b) inserimento dell'elemento strutturale in VTR;
- c) iniezione da boccaforo.

FASE 2: esecuzione interventi di pre-sostegno al contorno

Esecuzione del presostegno in calotta secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:

- Posa in opera dei tubi metallici al contorno:

- a) perforazione;
- b) inserimento tubo e sigillatura boccaforo;
- c) cementazione del tubo.

FASE 3: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 4: scavo

lo scavo deve essere eseguito a piena sezione, per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.0 m compreso il disaggio, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale.

FASE 5: esecuzione pre-spritz

Esecuzione dello spessore di pre-spritz per la messa in sicurezza delle pareti di scavo.

FASE 6: rivestimento di prima fase (messa in opera delle centine e dello spritz-beton)

Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm.

La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a circa 0.50m.

FASE 7: getto di murette ed arco rovescio

Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 3ϕ dal fronte di scavo.

FASE 8: impermeabilizzazione

La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 9: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte di scavo funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera, comunque entro una distanza non superiore a 6ϕ .

Sezione tipo C1

La sezione tipo C1 è costituita da:

- n. 6 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), $L=36$ m e sovrapposizione pari a 9 m, ciechi i primi 6 m da bocca foro e microfessurati i restanti 30 m;
- un preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n° 50 elementi strutturali in vetroresina iniettati, aventi lunghezza pari a $L=18.00$ m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 9.00 m;
- un preconsolidamento al contorno costituito da terreno consolidato mediante n° 51 colonne in jet-grouting $\phi 80$ cm con passo $p=0.40$ m, aventi lunghezza $L=18.0$ m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 9.0 m, delle quali n° 27 colonne, disposte su un angolo 120° in calotta, armate con tubi metallici $\phi 88.9$ mm, sp.10 mm;
- un priverimento composto da centine 2 IPN 200 con passo $p = 1.00$ m (con eventuale puntone) e da 35 cm di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm, eseguito in due fasi: la prima, costituita da 10 cm di pre-spritz, da mettere in opera prima della posa della centina, al fine di ridurre la franosità dello scavo e rendere possibile, alle maestranze, di operare in prossimità del fronte durante la posa delle centine in condizioni di adeguata sicurezza; la seconda, strutturale, costituita da altri 25 cm di spritz;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in c.a. dello spessore di 100 cm in arco rovescio e dello spessore medio di 95cm in calotta; le murette sono in c.a..

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione interventi di pre-consolidamento al fronte

Sagomatura del fronte di scavo a forma concava ($f \sim 1.50$ m).

Esecuzione sul fronte di scavo di uno strato di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene, dello spessore minimo di 10 cm.

Esecuzione del preconsolidamento al fronte secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:

- a) perforazione eseguita a secco $\phi \geq 100$ mm;
- b) inserimento dell'elemento strutturale in VTR;
- c) iniezione da boccaforo.

FASE 2: esecuzione del preconsolidamento del contorno del cavo e base centina:

Esecuzione del pre-consolidamento al contorno e base centina in colonne in jet-grouting secondo la geometria di progetto;

FASE 3: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 4: scavo

lo scavo dovrà essere eseguito a piena sezione, per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.0 m compreso il disaggio, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale.

FASE 5: esecuzione pre-spritz

Esecuzione dello spessore di pre-spritz per la messa in sicurezza delle pareti di scavo.

FASE 6: rivestimento di prima fase (messa in opera dello spritz-beton e delle centine)

Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata.

La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a circa 0.50 m.

FASE 7: getto di murette ed arco rovescio

Il getto dell'arco rovescio e delle murette deve avvenire entro 1.5ϕ dal fronte, dopo aver eseguito il preconsolidamento del fronte del successivo campo di avanzamento.

FASE 8: impermeabilizzazione

La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita immediatamente prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 9: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza di 4ϕ dal fronte di scavo; tale distanza potrà essere regolata in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo, riducibile ulteriormente.

Sezione tipo C2

La sezione tipo C2 è costituita da:

- n. 6 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), $L=36$ m e sovrapposizione pari a 6 m, ciechi i primi 6 m da bocca foro e microfessurati i restanti 30 m;
- un preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n° 50 elementi strutturali in vetroresina cementati, aventi lunghezza pari a $L=24.00$ m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 9.0 m;
- coronella di terreno consolidato al contorno mediante n° 55 elementi strutturali in vetroresina valvolati 2vlv/m ed iniettati, aventi lunghezza pari a $L=24.00$ m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 9.00 m;
- consolidamento al piede delle centine mediante n° 6+6 elementi strutturali in vetroresina valvolati 2vlv/m ed iniettati, aventi lunghezza 24.00 m e sovrapposizione pari a 9.0 m;

- un prriverimento composto da centine 2 IPN 200 con passo $p = 1.00$ m (con eventuale puntune) e da 35 cm di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm, eseguito in due fasi: la prima, costituita da 10 cm di pre-spritz, da mettere in opera prima della posa della centina, al fine di ridurre la franosità dello scavo e rendere possibile, alle maestranze, di operare in prossimità del fronte durante la posa delle centine in condizioni di adeguata sicurezza; la seconda, strutturale, costituita da altri 25 cm di spritz;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in c.a. dello spessore di 90 cm in arco rovescio e in calotta; le murette sono in c.a..

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione interventi di pre-consolidamento al fronte

Sagomatura del fronte di scavo a forma concava ($f \sim 1.50$ m).

Esecuzione sul fronte di scavo di uno strato di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene, dello spessore minimo di 10 cm.

Esecuzione del preconsolidamento al fronte secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:

- a) perforazione eseguita a secco $\phi \geq 100$ mm;
- b) inserimento dell'elemento strutturale in VTR;
- c) cementazione dell'elemento strutturale ogni 4-5 fori.

FASE 2: esecuzione del preconsolidamento del contorno del cavo e base centina:

Esecuzione del pre-consolidamento al contorno e base centina e secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:

- a) perforazione eseguita a secco $\phi \geq 100$ mm;
- b) inserimento dell'elemento strutturale in VTR;
- c) formazione della “guaina” al contorno dell'elemento valvolato ogni 4-5 fori;
- d) iniezione in pressione, valvola per valvola.

FASE 3: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 4: scavo

lo scavo dovrà essere eseguito a piena sezione, per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.0 m compreso il disaggio, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale (eseguendo se necessario lo spritz-beton armato sp. 10 cm anche su ognuno di tali fronti).

FASE 5: esecuzione pre-spritz

Esecuzione dello spessore di pre-spritz per la messa in sicurezza delle pareti di scavo.

FASE 6: rivestimento di prima fase (messa in opera dello spritz-beton e delle centine)

Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata.

La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a circa 0.50 m.

FASE 7: getto di murette ed arco rovescio

Il getto dell'arco rovescio e delle murette deve avvenire entro 1.0ϕ dal fronte, dopo aver eseguito il preconsolidamento del fronte del successivo campo di avanzamento.

FASE 8: impermeabilizzazione

La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita immediatamente prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 9: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza di 3ϕ dal fronte di scavo; tale distanza potrà essere regolata in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo, riducibile ulteriormente

In aggiunta a quanto stabilito dalle specifiche tecniche di Appalto e dai Capitolati di costruzione, si riportano nel seguito alcuni aspetti di basilare importanza per la buona esecuzione dell'opera.

Scavo

Lo scavo sarà condotto “a piena sezione”, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale.

Per le sezioni di scavo precedentemente descritte sono prevedibili sovrascavi pari ad uno spessore al contorno mediamente di 10 cm. L'assetto strutturale e le caratteristiche geomecniche degli ammassi attraversati tende infatti a generare un elevato grado di fratturazione con il conseguente distacco di cunei di piccole dimensioni, in particolare in calotta, generando il sistematico extrascavo quantificabile nella misure sopraesposte; specie nelle formazioni geologiche caratterizzate dalla Scaglia, la fitta separazione strutturale tende a facilitare, lungo il profilo di scavo, il distacco di porzioni di roccia lungo le discontinuità presenti, rendendo non perseguibile una profilatura lungo una superficie perfettamente circolare come previsto secondo le geometrie teoriche di scavo. A questo si aggiunge talora la presenza di locali riduzioni delle caratteristiche di resistenza della roccia, che, costituendo situazioni puntuali di debolezza non prevedibili ed individuabili in avanzamento, possono generare la formazione di extrascavi e sgrottamenti del profilo.

In merito alle modalità di abbattimento della roccia, si è ritenuto di prevedere la riduzione delle vibrazioni indotte dalle operazioni di scavo, adottando microcariche o provvedendo allo scavo mediante martellone (massima vibrazione indotta uguale a 50 mm/s). L'adozione dei

suddetti sistemi di abbattimento è stata prevista in vicinanza di preesistenze sensibili, specie in corrispondenza degli imbocchi (quali strade e manufatti, case, zone a ridotta copertura), si è invece prevista l'adozione unicamente del martellone per le zone di faglia, dove la presenza di un ammasso alquanto fratturato e/o cataclasato non consente l'impiego dell'esplosivo, o in materiale di natura alluvionale (come in prossimità dei tratti di ricoprimenti e detriti prossimi agli imbocchi); riduzioni alle vibrazioni sono state previste anche nelle tratte di galleria soggette a fenomeni di carsismo, volendo evitare che uno scavo molto invasivo potesse generare il crollo di cavità prossime alla galleria.

Infine, qualora lo scavo fosse condotto in estrema vicinanza a parti di opere già eseguite, quali i rivestimenti definitivi nella fase di scavo dei by-pass e delle nicchie, si è ritenuto di prevedere un'ulteriore riduzione delle vibrazioni indotte dalle operazioni di scavo, prevedendo l'utilizzo di martellone a potenza ridotta (massima vibrazione indotta uguale a 20 mm/s).

Nelle gallerie eseguite con TBM, invece, per quanto riguarda l'esecuzione di nicchie, by-pass e piazzole di sosta, il cui scavo è condotto in estrema vicinanza al rivestimento definitivo già in opera, si è ritenuto di prevedere la riduzione delle vibrazioni indotte dalle operazioni di scavo, utilizzando il martellone di potenza ridotta (massima vibrazione indotta uguale a 20 mm/s).

Interventi di preconsolidamento e sostegno

Gli interventi di preconsolidamento del fronte di scavo prevedono l'impiego della tecnologia del rinforzo strutturale dei terreni mediante posa di tubi in VTR delle specifiche indicate in Appalto.

Le perforazioni per la posa degli elementi in VTR dovranno essere eseguite a secco, del diametro di 100 mm. L'inserimento dell'elemento in VTR e la sua cementazione dovrà avvenire al massimo ogni 4-5 fori, allo scopo di evitare franamenti e perdita di efficacia dell'intervento. Occorre prevedere il perfetto inghisaggio degli elementi strutturali al foro di perforazione, mediante completo riempimento dell'intercapedine tra foro ed elemento con miscele cementizie. Per gli interventi del fronte di scavo si impiegherà una miscela binaria acqua/cemento, con resistenza a 48 ore superiore a 5 MPa.

Prerivestimento in spritz-beton

Nell'ambito delle tecnologie da applicare per l'esecuzione degli avanzamenti è previsto per l'esecuzione del prerivestimento l'impiego di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato con fibre in polipropilene e armato con rete elettrosaldata.

Il ricorso al fibrorinforzato rappresenta una misura di prevenzione dai possibili rischi di di-

stacco di porzioni di terreno, operando a distanza e proiettando lo spritz già armato da fibre; permette inoltre di conferire allo spritz una maggiore duttilità, così da contenere gli stati fessurativi e quindi di fatto le caratteristiche prestazionali del manufatto.

In corrispondenza del fronte di scavo sarà posto in opera unicamente lo strato di spritz-beton fibrorinforzato senza predisporre rete elettrosaldata, considerando che si procederà successivamente alla sua demolizione (la presenza della rete può comportare infatti difficoltà in fase di scavo).

Rivestimento definitivo

Nelle sezioni tipo di avanzamento di progetto è stata prevista l'armatura dell'intero rivestimento definitivo per i contesti geomeccanici più difficili, laddove è prevedibile un significativo stato deformativo del rivestimento in opera associabile quindi a fronti di scavo con tipologia di avanzamento tipo C "a fronte instabile": è questo il caso delle sezioni tipo C1 e C2, previste in corrispondenza dei depositi sciolti agli imbocchi, nei terreni a caratteristiche scadenti in presenza di basse coperture e in ammassi con elevato grado di separazione strutturale (zone di faglia).

Per le sezioni con tipologia di avanzamento tipo B "a fronte stabile a breve termine" è stata prevista l'armatura del solo arco rovescio e murette per le sezioni tipo B2 e B2V applicabile in contesti geomeccanici dove è possibile il verificarsi di cedimenti al piede del rivestimento in ragione di un ammasso di sottofondo più deformabile; in tale contesto è prevedibile il manifestarsi di plasticizzazioni al contorno ed in corrispondenza del piano di fondazione.

Generalmente per contesti di scavo in materiale litoide, con buone caratteristiche geomeccaniche, tali da manifestare una tipologia di avanzamento tipo A "a fronte stabile" o B "a fronte stabile a breve termine" con trascurabili livelli deformativi e di plasticizzazione (sezioni tipo AB, AC, B0 e B1) non è stata prevista alcun tipo di armatura, a meno di situazioni locali quali:

- zone di bassa copertura, sia nelle sezioni successive alla sezione d'attacco sia in zone riscontrabili lungo il tracciato per depressioni morfologiche;
- zone di faglia, con armatura per l'intero rivestimento (qualora l'avanzamento viene condotto con sezioni tipo B2 o B2V armate solo in arco rovescio);
- zone che potessero rappresentare per la loro corticalità una condizione di carico dissimmetrico sul rivestimento definitivo.

Per quanto riguarda le distanze di getto di arco rovescio e murette dal fronte di scavo, sono state fatte le seguenti considerazioni.

La sezione tipo AB viene applicata laddove l'ammasso presenta le migliori caratteristiche geomeccaniche, tanto da non rendere necessaria l'adozione di un prerivestimento costituito da centine metalliche, e pertanto, non essendoci alcun problema di detensionamento della roccia, non si prevede di vincolare il getto di tali membrature.

Le sezioni tipo AC, B0, e B1 sono applicate, nella maggior parte dei casi, in corrispondenza delle scaglie. La formazione della scaglia, rosata, bianca e rossa, è un calcare marnoso che si presenta in strati sottili, ben stratificati, spesso fratturato e con piccole pieghe, quindi una struttura caratterizzata da un basso volume unitario della roccia. In seguito allo scavo, tale materiale subisce un detensionamento che provoca una riduzione dei suoi parametri, che scendono da quelli massimi di picco, tipici dell'ammasso indisturbato, verso quelli residui inferiori. Questo meccanismo di riduzione è favorito se il rivestimento non è sufficientemente rigido, come può essere appunto il prerivestimento. Infatti, la variazione di questi parametri di resistenza non è tanto conseguente alla deformazione che il cavo subisce al momento dello scavo, quanto alle deformazioni plastiche prodotte dagli elevati stati tensionali che lo scavo induce nell'immediato contorno del cavo, ovvero deformazioni di creep. La misura correttiva più idonea è usualmente costituita da una bullonatura radiale che agisce appunto contro le deformazioni dell'ammasso roccioso a lungo termine. In questo caso la struttura fratturata dell'ammasso rende questo provvedimento non adatto. In alternativa, e con buon esito come si è dimostrato in vari casi, la soluzione è quella di anticipare la chiusura della sezione, costruendo murette ed arco rovescio in posizione ravvicinata, più di quanto richiederebbe la qualità dell'ammasso roccioso. E' risultato che la distanza ottimale in questo caso può essere considerata compresa tra i 4 ed i 4.5 diametri dal fronte di scavo e pertanto quest'ultimo valore è stato adottato nelle corrispondenti sezioni.

Vi sono poi le sezioni tipo B0V, B2 e B2V che vengono applicate nelle zone di faglia, agli imbocchi e nelle tratte dove il materiale risulta alterato, ma con caratteristiche geomeccaniche ancora sufficienti. In tal caso la distanza di getto di murette ed arco rovescio dal fronte è pari a 3 diametri.

Le sezioni più pesanti previste in progetto sono la tipo C1 e la C2 che vengono applicate nelle zone ove l'ammasso presenta caratteristiche molto scadenti (ad esempio zone di frana o imbocchi particolarmente critici). In tal caso è necessario chiudere il più velocemente possibile la sezione e quindi il getto di murette e arco rovescio sarà effettuato molto a ridosso del fronte, ad una distanza di 1.5 diametri nel primo caso e di 1 diametro nel secondo.

Sezioni tipo di drenaggio.

Dal punto di vista idrogeologico la realizzazione di una galleria rappresenta un'alterazione del reticolo di flusso esistente, dal momento che costituisce una zona all'interno dell'ammasso roccioso attraverso la quale permea un certo quantitativo di acqua. La conseguente variazione

della superficie piezometrica, rispetto alla configurazione di equilibrio preesistente, può essere gestita attraverso un controllo delle pressioni idrauliche agenti sui rivestimenti della galleria al fine di limitare l'impatto della realizzazione dell'opera nei confronti dell'assetto idrogeologico del territorio.

Il controllo della pressione idraulica agente sul rivestimento dell'opera avviene normalmente mediante la posa in opera di un elemento drenante interposto fra la roccia ed il rivestimento definitivo, o fra pririvestimento e rivestimento definitivo, opportunamente collegato a tubazioni destinate a raccogliere ed allontanare le infiltrazioni d'acqua. Si può quindi immediatamente intuire come possano essere previste diverse sezioni di drenaggio in relazione alle diverse caratteristiche dell'elemento drenante, nonché ai diversi sistemi di raccolta ed allontanamento delle acque. Tali sezioni sono sostanzialmente indipendenti dalle sezioni strutturali, nel senso che la posa in opera del sistema di raccolta delle acque, e la realizzazione delle opere idrauliche per l'allontanamento di quest'ultime, non interferisce con l'aspetto strutturale della galleria se non nel definirne il carico idraulico.

La scelta delle sezioni di drenaggio da utilizzare è stata effettuata tenendo in considerazione il profilo idrogeologico di progetto, i livelli idrici attesi in ciascuna galleria in relazione alle quote di scavo, e la presenza o meno di sorgenti in un adeguato intorno delle opere sotterranee, con il fine principale di tutelare al meglio il territorio e le sue risorse ambientali.

Vengono pertanto di seguito brevemente descritte le sezioni tipo di drenaggio previste e le relative caratteristiche.

Sezione tipo 0a (a drenaggio libero)

Rappresenta la classica sezione di drenaggio utilizzata in galleria. Tra il rivestimento di prima fase e quello definitivo viene posto in opera un tessuto non tessuto (elemento drenante) cui viene sovrapposta una guaina sintetica impermeabilizzante in PVC. Il tessuto raccoglie parte delle acque di filtrazione e le convoglia entro tubi in PVC posti all'altezza della muretta. Questi tubi, mediante pozzetti posti normalmente ogni 50 m, portano l'acqua all'esterno tramite due linee distinte (una per ciascun lato della sezione).

La sezione in argomento viene utilizzata in corrispondenza di carichi idraulici superiori ai 35 m al fine di ridurre le pressioni agenti sui rivestimenti, o in terreni caratterizzati da una permeabilità modesta ove la sua applicazione esclude eventuali interferenze con sorgenti, e comunque più in generale laddove non sono presenti sorgenti nell'intorno dell'opera. La stessa sezione può essere utilizzata quando la falda è posizionata in corrispondenza della livelletta stradale o a quota inferiore rispetto a questa, in quanto la relativa applicazione non determina ripercussioni sui livelli idrici.

Sezione tipo 0b (a drenaggio parzializzato)

Tale sezione è del tutto simile alla sezione 0a; la differenza consiste nel fatto che viene consentito di convogliare l'acqua esternamente alla galleria unicamente alla tubazione posta nell'arco rovescio, e pertanto la sezione può essere considerata sostanzialmente impermeabile. La sezione 0b viene utilizzata in terreni a medio alta permeabilità in presenza di falda ma con carichi idraulici inferiori ai 35 m. La sua applicazione, non prevista nell'ambito delle gallerie con sistema tradizionale del sublotto 2.1, permette di minimizzare le eventuali interferenze fra le gallerie, nelle condizioni di lungo termine, e le falde idriche sotterranee.

Sezione tipo 0c (a drenaggio impedito)

La sezione presenta le stesse caratteristiche della sezione 0b, ma il tessuto non tessuto e la guaina sintetica vengono estesi anche alla zona dell'arco rovescio. Tale sezione di drenaggio, che raggiunge il massimo grado di impermeabilità, viene cautelativamente prevista in presenza di carichi idraulici in calotta minori di 35 m ed in presenza di terreni a permeabilità media ed elevata con sorgenti (normalmente perenni) poste nell'intorno della galleria potenzialmente vulnerabili. Questa sezione viene impiegata in tutte le tratte dove è imperativo un rigoroso controllo ambientale relativamente all'acquifero.

Sezione tipo tbm (a drenaggio impedito)

Questa sezione viene utilizzata nelle gallerie scavate con fresa (Varano – Serravalle – Bavareto) e prevede la presenza di una guarnizione nei giunti tra un concio e l'altro. All'atto della posa dei conci di rivestimento nell'intercapedine tra terreno e rivestimento viene inserito pietrisco monogranulare successivamente iniettato (nelle sole tratte sotto falda) con una miscela pluricomponente volta a garantire la totale tenuta idraulica nel tempo.

La tabella seguente riassume la distribuzione delle sezioni di drenaggio per singola galleria.

Galleria	Sorgenti prossime al tracciato	Livello falda	Sezione tipo idrogeologica
SOSTINO	21 Bis, 22 Bis e 20	La falda è posizionata sopra la calotta da km 7+950 a km 9+350 con carico idraulico massimo pari a 38-40 m al centro della galleria.	Sezione 0c da imbocco W a km 8+050 Sezione 0a da km 8+050 a km 10+150 Sezione 0c da km 10+150 a imbocco Est
LA FRANCA	Non sono presenti sorgenti	La falda è posizionata sopra la calotta da km 10+780 a km 11+480 con carico idraulico massimo pari a 40 m al centro della galleria.	0a su tutta la galleria
CUPIGLIOLO	17, 18 e 19	La falda è posizionata a quota inferiore o in corrispondenza della livelletta stradale	0a su tutta la galleria
PALUDE	Non sono presenti sorgenti	La falda è posizionata a quota inferiore o in corrispondenza della livelletta stradale	0a su tutta la galleria

Galleria	Sorgenti prossime al tracciato	Livello falda	Sezione tipo idrogeologica
TAVERNE	Non sono presenti sorgenti	La falda è posizionata a quota inferiore della livelletta stradale	0a su tutta la galleria
VARANO	47, 50, 52, 53 e 56 allineamento sorgenti sul fiume Chienti	La falda è posizionata sopra la calotta da km 23+220 a km 24+780 con carico idraulico massimo pari a 16-17 m al centro della galleria.	TBM su tutta la galleria
SERRAVALLE	allineamento sorgenti sul fiume Chienti	La falda è posizionata al di sopra della galleria con altezze variabili fino a un massimo di 24 m al centro della galleria.	TBM su tutta la galleria
BAVARETO	60 allineamento sorgenti sul fiume Chienti	La falda è posizionata al di sopra della galleria con altezze variabili tra 17 e 26 m al centro della galleria.	TBM su tutta la galleria

Galleria Taverne

La galleria Taverne presenta una lunghezza complessiva di 645.13 m per la pista Nord e di 612.87 m per la pista Sud; le coperture variano da un massimo di 20 m circa ad un minimo di pochi metri.

Essa è compresa tra il corso medio superiore del fiume Menotre e il Monte Muccia, ultimo contrafforte montuoso prima dell'area collinare del bacino di Camerino.

Riprendendo in sintesi quanto descritto nella relazione geologica generale, il tracciato dell'opera si inquadra a pieno diritto nell'area di pertinenza dell'Appennino Umbro – Marchigiano.

Dal punto di vista stratigrafico la successione dei terreni costituenti l'Appennino Umbro - Marchigiano risulta sinteticamente così costituita, dal basso verso l'alto:

- terreni di sedimentazione di piattaforma carbonatica (Trias Inf. – Sup.)
- terreni di sedimentazione pelagica (Lias Medio)
- terreni di sedimentazione emipelagica (Cretaceo Inf. – Messiniano).

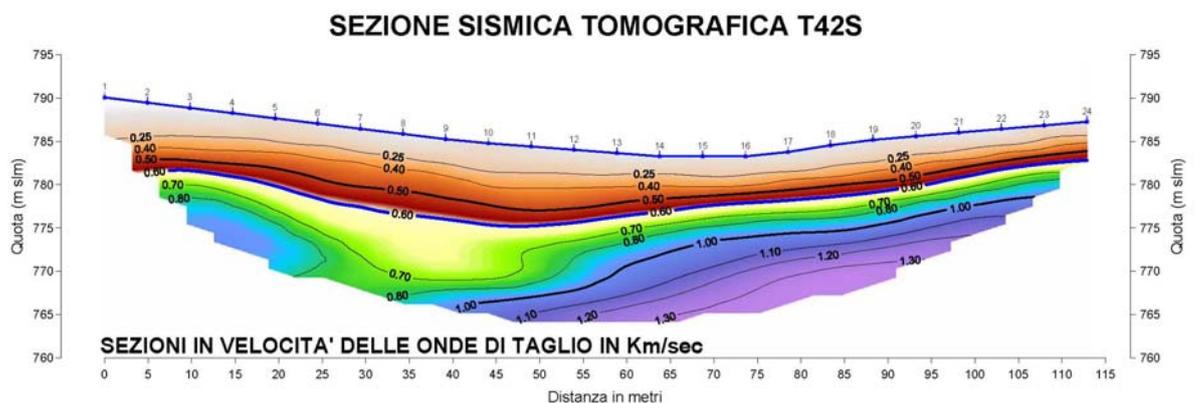
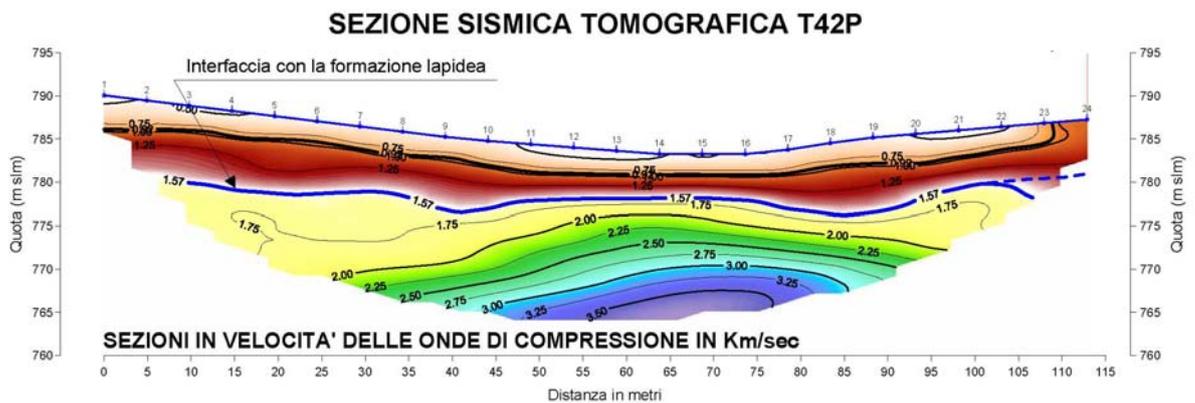
La galleria attraversa depositi appartenenti all'unità litologica della Scaglia Rosata, con relative coperture detritiche poste in corrispondenza dell'imbocco orientale e dell'attraversamento di una vallecchia in posizione circa baricentrica rispetto lo sviluppo dell'opera. Nella fase del Progetto Preliminare la campagna geognostica si è articolata in due fasi: una prima fase del Novembre 2003 ed una seconda fase del Marzo 2004. Con specifico riferimento alla galleria Taverne è stato effettuato il sondaggio S11 della lunghezza di 24,00 m da p.c.

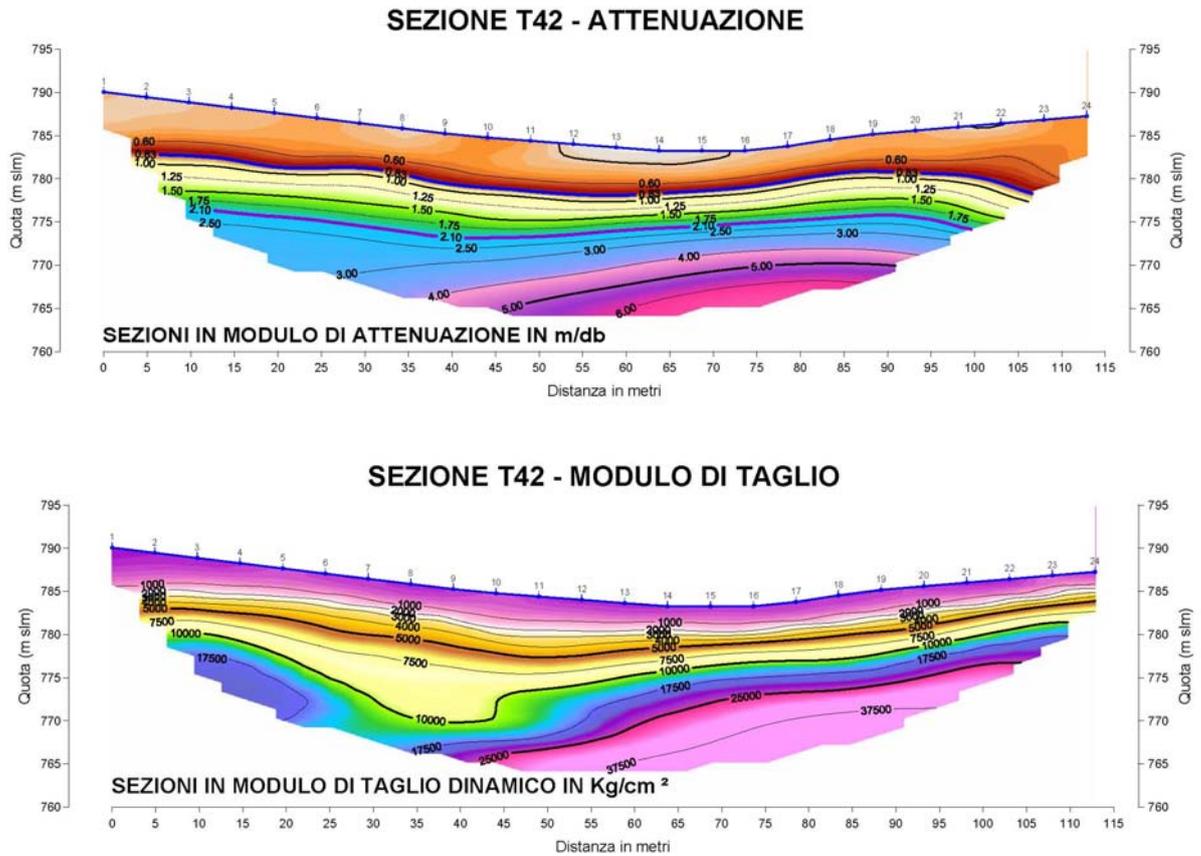
In sede di Progettazione Definitiva nell'estate 2006 è stato effettuato il sondaggio S22 (lungo 25 m) attrezzato con piezometro; sono inoltre state eseguite n° 3 traverse sismiche a rifrazio-

ne, denominate T40 – T41 – T42, per complessivi 335 m di stendimento. Per un maggior dettaglio la traversa sismica T42, posizionata nel tratto centrale a modesta copertura, è stata realizzata con tecnica tomografica.

L'esame della traversa T42 segnala un'interfaccia con la formazione lapidea compresa fra un minimo di 5 ed un massimo di 10 m dal p.c e valori di velocità delle onde P compresi fra un minimo di 0,75 ed un massimo di 1 – 1,25 Km/sec. Tali valori, che permettono di delineare un profilo che ben si sposa con quello desumibile dall'elaborazione delle onde S, del modulo di taglio e del modulo di attenuazioni, sono compatibili con un materiale che in profondità dovrebbe inglobare frequenti blocchi e frammenti eterometrici anche di grosse dimensioni.

Le figure seguenti rappresentano l'interpretazione completa della traversa sismica tomografica T42 eseguita, come anticipato, sulla verticale del tratto a modesta copertura posto in asse alla galleria Taverne.





L'insieme dei rilievi di superficie e dei dati desunti dalle indagini geognostiche eseguite nelle diverse fasi ha sostanzialmente confermato la caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni presenti lungo lo sviluppo della galleria.

La galleria Taverne, nella tratta in naturale, ha i seguenti sviluppi per singola carreggiata:

- carreggiata Nord – da progressiva 18+104.38 a progressiva 18+662.51, per una lunghezza complessiva di circa 558.13 m,
- carreggiata Sud – da progressiva 18+119.13 a progressiva 18+660.00, per una lunghezza complessiva di circa 540.87 m.

L'insieme delle informazioni e delle indagini geognostiche e geotecniche ha consentito di definire i seguenti parametri e valori di RMR e GSI per i terreni presenti lungo la galleria naturale:

Litologia	RMR	GSI	γ (kN/m ³)	c' (MPa)	ϕ (°)	Edef (GPa)	ν (-)
Scaglia rosata	39 - 60	34 – 55	25.5	0.2 – 0.4	45 - 48	2.5 – 8.4	0.25
Detrito	-	-	18 - 20	0.0	33 - 38	0.05 – 0.07	0.35

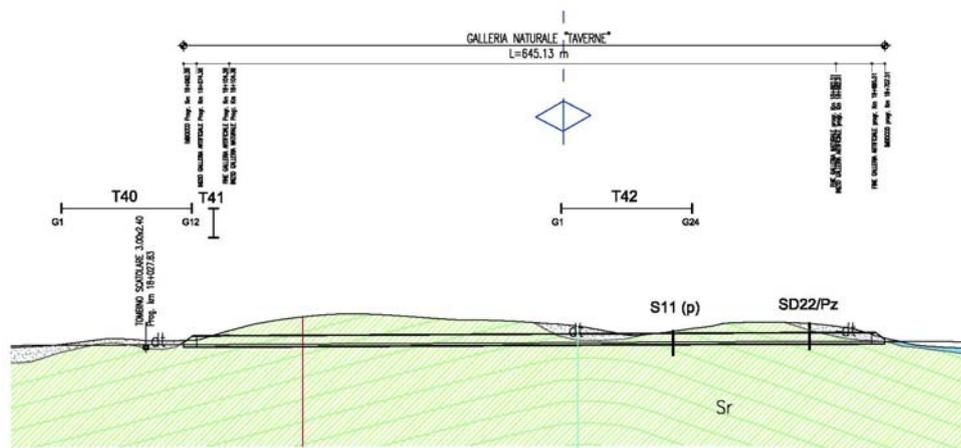
L’imbocco lato ovest della galleria è impostato direttamente entro la Scaglia Rosata, costituita da marne calcaree e calcari marnosi dal caratteristico colore che varia dal grigio al rossiccio. Gli strati immergono verso ovest, sono quindi disposti a franapoggio rispetto al versante.

La galleria permane per quasi l’intero sviluppo entro la Scaglia, attraversando una grossa struttura antiforme. Per effetto di tale assetto strutturale in prossimità dell’imbocco orientale gli strati immergono verso est assumendo, ancora una volta, una giacitura a franapoggio rispetto al versante. In questo imbocco però, contrariamente al precedente, il substrato roccioso non affiora essendo ammantato da una coltre detritica.

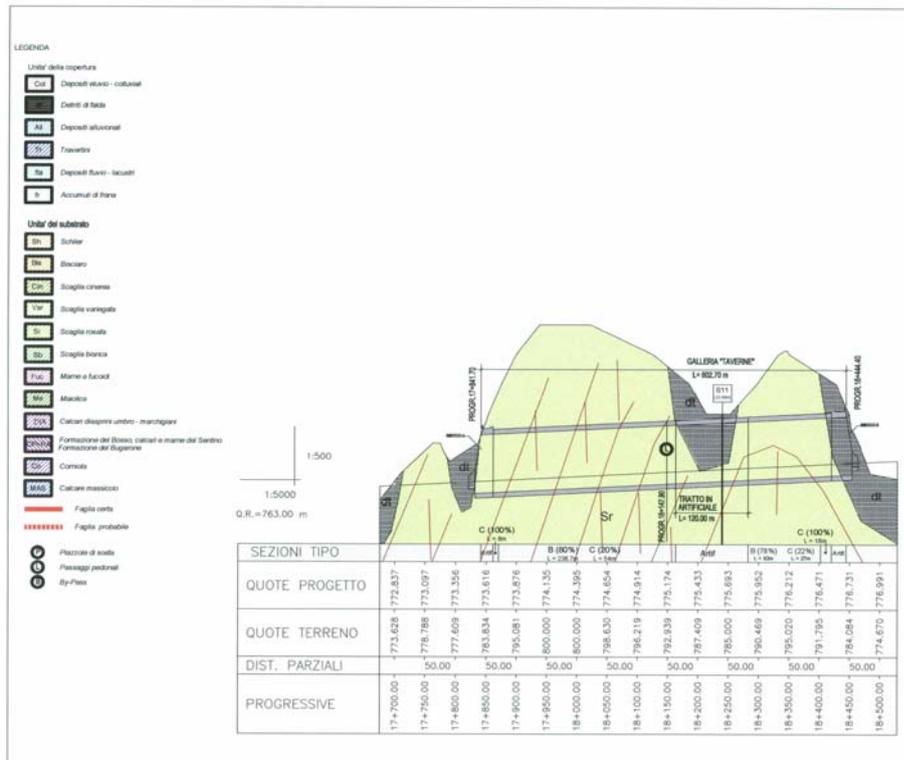
Nella parte circa centrale dell’opera è presente un ulteriore lembo detritico, localizzato indicativamente tra le progressive 18+412 e 18+462, che insiste in corrispondenza di una piccola incisione avente direzione circa nord sud (quindi ortogonale alla galleria). In questo tratto la copertura in zona di calotta risulta molto modesta tanto che, sull’asse nord, la parte superiore della galleria viene a giorno. L’indagine geognostica puntualmente eseguita (traversa sismica tomografica T42) indica in quest’area a modesta copertura uno spessore di coltre detritica che si spinge sino alla zona di arco rovescio.

L’attraversamento di questo tratto, a modesta copertura ed in presenza di materiali sciolti, è certamente l’intervento più impegnativo previsto nell’ambito della realizzazione dell’intera galleria Taverne.

Di seguito si riportano i profili geologici della galleria Taverne nel progetto a base di gara e nel progetto definitivo.



Galleria Taverne. Progetto definitivo



Galleria Taverne. Progetto preliminare a base di gara

Il progetto a base di gara prevedeva, in corrispondenza della tratta a modesta copertura, di realizzare uno scavo in artificiale. Questo significava spezzare la galleria naturale in due porzioni distinte, con quattro imbocchi tutti sostenuti da adeguate opere di presidio.

In particolare, come risulta dall'allegata sezione trasversale tratta dal progetto preliminare, sarebbe stato necessario prevedere paratie con altezza fuori terra non inferiore a 10 m, interamente (o quasi) impostate in materiale sciolto. La concreta ed elevata possibilità di incontrare frammenti e blocchi lapidei grossolani avrebbe consigliato, in conformità con le ipotesi del progetto preliminare, l'esecuzione di paratie berlinesi pluritirantate.

Le verifiche effettuate per la progettazione definitiva delle paratie berlinesi sulla galleria artificiale Chienti (vedi figura seguente) hanno evidenziato come, nelle verifiche condotte in presenza di sisma ed ai sensi del Testo Unico, le spinte orizzontali risultano molto elevate. La necessità di ridurle ha portato a prevedere un consolidamento del terreno a monte della paratia realizzato con colonne jet-grouting (D=0.8m) disposte su esagoni regolari, a "nido d'ape", con interasse di 0.6 m. Il trattamento ha larghezza in pianta pari a circa 7 m e profondità pari a circa 10 m, in modo che l'ipotetico cuneo di spinta attiva del terreno "sciolto" di copertura resti interamente contenuto all'interno del terreno trattato.

In tale contesto il progetto definitivo ha previsto, nel tratto compreso fra le progressive km 18+438.00 ÷ 18+532.00 (canna Nord) e km 18+447.52 ÷ 18+563.43 (canna Sud), l'esecuzione di una protesi mediante terreno stabilizzato, con tipologia di scavo secondo una sezione che prevede la realizzazione di un intervento di consolidamento in avanzamento del fronte di scavo costituito da elementi strutturali in VTR.

La sezione tipo in protesi è costituita da:

- un preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n° 40 elementi strutturali in vetroresina iniettati, aventi lunghezza pari a $L=18.00$ m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 6.00 m;
- un prerivestimento composto da centine 2IPN180 con passo $p = 1.00$ m e da uno strato di 30 cm di spritz-beton rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 90 cm in calotta e in c.a. dello spessore di 90 cm in arco rovescio.

Interventi previsti

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: realizzazione della protesi

- scavo di sbancamento (pendenza 1/1) fino al piano di fondazione della protesi, procedendo per campioni trasversali di circa 30m con profilatura secondo la sagoma della calotta della galleria, rivestito con spritz-beton ($sp=10$ cm) armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10$ cm;
- esecuzione degli interventi di consolidamento alla base della protesi tramite iniezione di miscele cementizie eseguite attraverso tubi in VTR valvolati;
- realizzazione del rinterro di prima fase mediante terreno stabilizzato e compattato, profilato secondo la sagoma della calotta;
- realizzazione della sistemazione definitiva mediante terreno di riporto stabilizzato a calce e compattato ("protesi"), fino a formare in calotta uno spessore di 4.0 m (min.);
- eventuale posa in opera di telo in polietilene a protezione della protesi.

FASE 2: esecuzione interventi di pre-consolidamento al fronte

- Sagomatura del fronte di scavo a forma concava ($f \sim 1.50$ m).
- Esecuzione sul fronte di scavo di uno strato di spritz-beton armato con rete elettrosaldata dello spessore minimo di 10 cm.

- Esecuzione del preconsolidamento al fronte secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:

- d) perforazione eseguita a secco $f_i \geq 100\text{mm}$;
- e) inserimento dell'elemento strutturale in VTR;
- f) iniezione da boccaforo.

FASE 3: scavo

- lo scavo deve essere eseguito a piena sezione, per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.00 m compreso il disaggio, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale.

FASE 4: rivestimento di prima fase (messa in opera delle centine e dello spritz-beton)

- Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere rinforzato con fibre in polipropilene ed armato con rete elettrosaldata $\phi 6/10 \times 10\text{cm}$.
- La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a circa 0.50m.

FASE 5: getto di murette ed arco rovescio

- Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 3ϕ dal fronte di scavo.

FASE 6: impermeabilizzazione

- La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 7: getto del rivestimento definitivo.

GALLERIE CON SCAVO MECCANIZZATO

Per le gallerie con scavo meccanizzato il rivestimento viene realizzato con conci prefabbricati di spessore pari a 0,50 m, dotati di guarnizioni sui giunti di contatto e con l'intercapedine tra tali conci e lo scavo riempita con una apposita miscela pluricomponente impermeabilizzante o con pietrisco monogranulare.

Si prevede l'utilizzo di due macchine, una per la carreggiata nord ed una per quella sud, che, partendo dall'imbocco lato Pontelatrave della galleria Bavareto, sfalsate di una certa distanza per evitare interferenze, eseguono in successione lo scavo di questa galleria, quindi della galleria Serravalle ed infine della Varano.

La realizzazione delle piazzole di sosta avverrà una volta eseguita la galleria con la TBM, previa demolizione dei tre conci prefabbricati di calotta. Seguiranno quindi lo scavo, la messa in opera delle centine accoppiate, l'esecuzione dello spritz beton e quella dei chiodi radiali tipo Swellex, infine il getto del rivestimento definitivo.

Una problematica presente su tutti gli imbocchi delle gallerie scavate con TBM, ad eccezione di quello lato Foligno della galleria Bavareto, è la presenza di una coltre detritica o di frana di vario spessore che rende necessario il suo consolidamento con trattamento in jet grouting per consentire alle TBM di poter avanzare affrontando un terreno di una certa consistenza. L'alternativa sarebbe stata quella di scavare le tratte interessate dal detrito con il metodo tradizionale, attaccando con le TBM solo una volta entrati nella formazione di buone caratteristiche, ma ciò avrebbe implicato dei tempi di esecuzione molto lunghi, viste le dimensioni della sezione di scavo ed i trattamenti di preconsolidamento che sarebbero stati necessari.

Nei casi in cui la tratta da consolidare presenta una lunghezza inferiore ai 25 m (galleria Seravalle lato Foligno su entrambe le carreggiate e lato Pontelatrive sulla carreggiata nord), il consolidamento è previsto dal fronte di scavo tramite una doppia coronella in jet grouting al contorno di scavo e con un trattamento analogo al fronte, con colonne sempre armate con elementi in VTR.

Negli altri casi invece, ove l'estensione è maggiore e arriva anche a superare i 100 m, come nel caso della carreggiata nord in corrispondenza dell'imbocco lato Foligno, l'intervento è previsto dal piano campagna con una prima perforazione a vuoto fino a circa 3 m dalla calotta della galleria e quindi con l'esecuzione di colonne in jet grouting verticali di diametro 0,80 m ad interasse 1,20 m.

Imbocchi

Per quanto concerne gli imbocchi, sulla base dei materiali geomeccanici presenti sono state individuate tre diverse tipologie di attacco del fronte di scavo con le corrispondenti opere di sostegno degli scavi necessari alla realizzazione degli stessi:

Attacco diretto

Realizzabile in presenza di formazioni rocciose con buone caratteristiche geomeccaniche (Maiolica, Calcare Massiccio), dove sono previsti sbancamenti in roccia e stabilizzazione delle pareti mediante la messa in opera di chiodature, reti metalliche di contenimento e spritz - beton. Gli sbancamenti sono stati impostati con pendenze tali da garantire la stabilità del versante (solitamente inclinazione 5 su 1). Generalmente si sono adottate chiodature disposte a

maglia quinconcia 2.0 m × 2.0 m, della lunghezza di 6 m, ancorate per l'intera lunghezza, ortogonali rispetto alla parete di scavo. Si adatteranno barre in acciaio FeB 38K, di diametro ϕ 26 mm.

Berlinese in micropali

Realizzabile per lo più in formazioni geologiche stratificate in livelli di spessore da centimetrico a decimetrico con aspetto scaglioso e/o caotico (Scaglie Rosate, Scaglie Bianche...). Talvolta possono anche includere porzioni di materiale di tipo detritico con la presenza di una granulometria grossolana (detriti di falda). Quale opera di contenimento degli scavi è stata prevista la realizzazione di una paratia tipo "berlinese" in micropali in tubi in acciaio Fe510, con diametro esterno $\text{Ø}152,4$ mm o $\text{Ø}168,3$ mm, spessore 10 mm, disposti a passo 0,50 m, con preforo di diametro $\text{Ø} \geq 220-240$ mm, tirantata. Generalmente si sono impiegati tiranti a 2 - 3 trefoli, disposti con passo 2,5 – 3 m, con inclinazione di 0-15-20° rispetto alla verticale e di 0° sul piano orizzontale. Per le quote di esecuzione degli ordini di tiranti e la disposizione della paratia si rimanda ai relativi elaborati grafici.

I tiranti sono a carattere provvisorio; l'iniezione della miscela cementizia dovrà avvenire ad alta pressione e dovrà essere ripetuta.

Le travi di ripartizione dei tiranti generalmente saranno realizzate mediante 2 profilati metallici HEB 160 o HEB 180 accoppiati.

Pali di grosso diametro

Realizzabile per lo più in formazioni geologiche con prevalenza di materiale di tipo detritico (detriti di falda) dalle maggiori caratteristiche spingenti. Quale opera di contenimento degli scavi è stata prevista la realizzazione di una paratia tirantata in pali in calcestruzzo armato di grosso diametro, $\text{Ø}800$ mm, passo 1000 mm. I pali risultano inoltre collegati ad una trave di coronamento in cemento armato. Generalmente si sono impiegati tiranti aventi un numero di trefoli variabile da 3 a 5, disposti con passo 2,0 m ed inclinazione di 0-15-25° rispetto alla verticale e di 0° sul piano orizzontale.

Nei casi di imbocchi sfalsati dove è richiesta la presenza di una paratia parallelamente ad una delle due carreggiate, onde evitare che la tirantatura di quest'ultima interferisca con lo scavo della canna della carreggiata adiacente, rendendo così necessaria la realizzazione immediata dell'artificiale e del relativo tombamento, si è prevista un'apposita tirantatura particolare realizzata tramite barre Dywidag ed in VTR di lunghezza limitata, tali da svincolare in modo totale le varie fasi esecutive sulle due carreggiate.

9.3. Viadotti

Come già proposto in fase di gara, i viadotti sono stati rivisitati con particolare attenzione all'aspetto formale delle opere, adottando forme arrotondate per le pile, i pulvini e per il guiscio esterno degli impalcati, in funzione di un generale miglioramento dell'inserimento paesaggistico-ambientale, anche in considerazione delle raccomandazioni CIPE, punto D.

La scelta della tipologia dei viadotti è stata dettata innanzitutto dalla luce delle campate, adottando un appropriato rapporto tra luce ed altezza delle pile, nonché dalla sismicità delle aree interessate. Tali aspetti vengono descritti nel seguito.

Viadotti in c.a.p.

Questa tipologia di impalcati è stata utilizzata per i viadotti con campate fino a 30 m di luce. Si prevede l'utilizzo di travi prefabbricate in c.a.p., precomprese in stabilimento con trefoli aderenti, aventi sezione a Pigreco con ala larga inferiore. L'impalcato viene completato in opera mediante il getto di una soletta di spessore 25 cm su predalles.

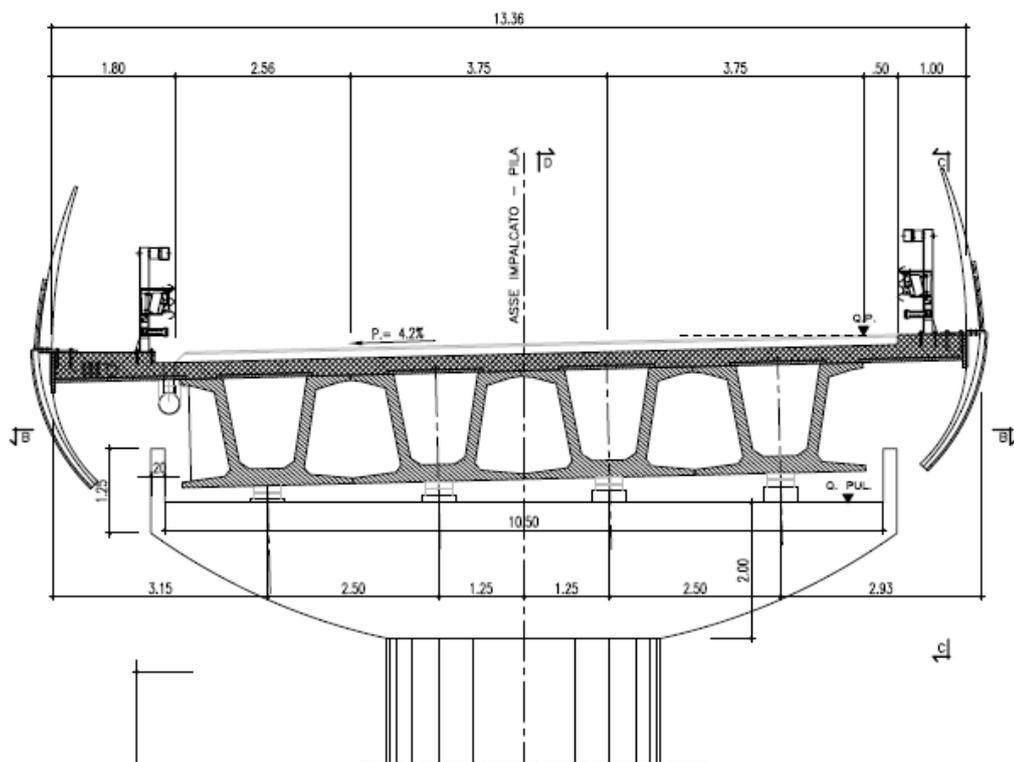


Figura 9.2 - Viadotto in c.a.p.

Dal punto di vista dello schema statico longitudinale, gli impalcati sono semplicemente appoggiati sulle pile e collegati tra loro mediante una soletta di continuità che permette la trasmissione delle azioni orizzontali. L'assenza di giunti di dilatazione tra gli impalcati offre vantaggi sia dal punto di vista del comfort dell'utente (riduzione di discontinuità del piano viabile) sia dal punto di vista manutentivo (problema del degrado dei giunti per effetto dei carichi viaggianti e degli agenti atmosferici).

Considerata l'elevata sismicità dell'area, al fine di ridurre le azioni agenti sulle sottostrutture, si è proceduto ad isolare gli impalcati rispetto alle pile e alle spalle tramite l'installazione di isolatori sismici elastomerici. In questo modo si è aumentato il periodo proprio di oscillazione della struttura riducendo quindi la forza di inerzia sismica derivante dallo spettro di risposta elastico.

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa dei ponti e viadotti in c.a.p appartenenti al presente sublotto.

Asse NORD

Nome	Lungh.	Campate	Progr. In.	Prog. Fine
VIADOTTO LA FRANCA	88,40	29,2+30+29,2	10+452,00	10+540,40
VIADOTTO RIO RIFUGIO	148,40	29,2+3x30+29,2	11+688,00	11+836,40
VIADOTTO PALUDE	118,40	29,2+2x30+29,2	15+775,00	15+893,40
PONTE RIO DI CESI	28,40	1x28,4	17+020,00	17+048,40

Asse SUD

Nome	Lungh.	Campate	Progr. In.	Prog. Fine
VIADOTTO LA FRANCA	58,40	2x29,2	10+462,37	10+520,77
VIADOTTO RIO RIFUGIO	118,40	29,2+2x30+29,2	11+723,81	11+842,21
VIADOTTO PALUDE	178,40	29,2+4x30+29,2	15+789,00	15+967,40
PONTE RIO DI CESI	28,40	1x28,4	17+040,00	17+068,40

Svincolo SERRAVALLE

Nome	Lungh.	Campate	Prog. In.	Prog. Fine
VIADOTTO BAVARETO	58,4	2x29,2	0+385,80	0+444,20
VIADOTTO SERRAVALLE	58,4	2x29,2	1+054,20	1+112,60

Le fondazioni sono del tipo profondo su pali di grande diametro o di tipo diretto, secondo che il substrato roccioso sia più o meno affiorante.

Viadotti in struttura composta acciaio-calcestruzzo

Questa tipologia di impalcati è stata adottata per i viadotti con campate di luce superiore ai 30 m.

L'impalcato è caratterizzato dalla presenza di due sole travi portanti principali a doppio T, poste a distanza variabile in funzione della larghezza dell'impalcato, con traversi di collegamento a doppio T posti ad interasse longitudinale massimo di 6,0 m (Figura 9.3).

La soletta collaborante in c.a., di spessore 25 cm, è realizzata in opera su predalles appoggiate sulle travi principali e su una trave di spina, a sua volta poggiante sui traversi, realizzando così lo schema statico di trave continua su tre appoggi con sbalzi laterali.

Le travi principali sono interamente saldate, mentre i traversi sono uniti alle travi con giunto bullonato. Tutte le carpenterie metalliche sono interamente realizzate in acciaio "Corten".

Al fine di migliorare l'aspetto estetico degli impalcati, le travi, oltre ad essere interamente saldate, nei tratti in curva saranno realizzate con la stessa curvatura dell'asse stradale.

Riguardo allo schema statico longitudinale è confermata la soluzione di impalcato continuo sulle pile, già prevista nel progetto a base di gara.

La scelta delle giunzioni saldate per le travi principali, con completo ripristino della continuità della trave, e la particolare cura nei dettagli costruttivi, con assenza di irrigidimenti longitudinali d'anima sulle facce interne ed esterne delle travi, conferisce all'opera un notevole pregio formale e, allo stesso tempo, facilita la manutenzione delle parti metalliche.

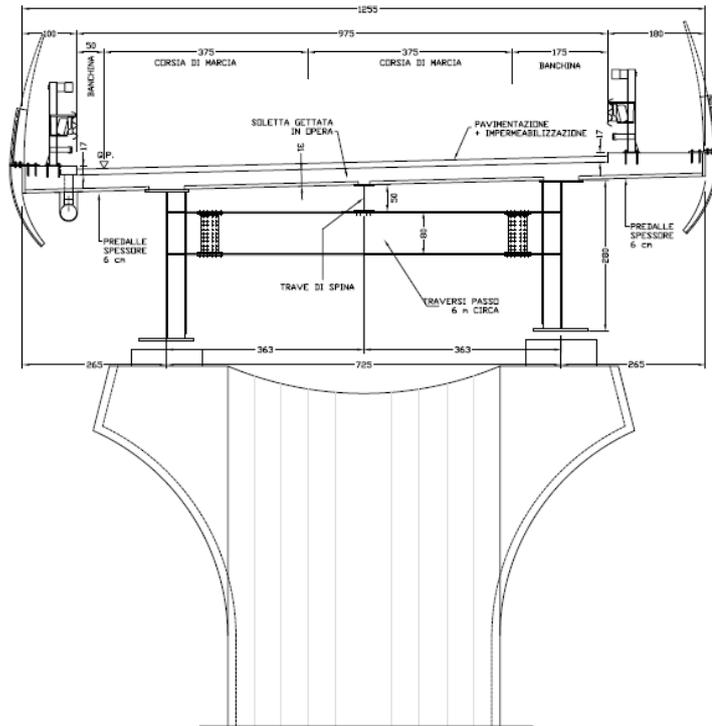


Figura 9.3 - Viadotto in struttura composta

Caso a parte è quello del viadotto Rio di Cesi sullo svincolo di Colfiorito per il quale, considerata la particolarità dei luoghi e la necessità di rendere lo svincolo meno impattante, si è ricorso ad uno schema strutturale con impalcato del tipo ‘a via inferiore’, da realizzarsi mediante una struttura in acciaio corten. Ciò rende possibile l’abbassamento generalizzato della livellata delle rampe di svincolo, contenendone l’ingombro complessivo.

I viadotti in struttura composta presenti nel subplotto 2.1 sono i seguenti:

Asse NORD

Nome	Lungh.	Campate	Prog. In.	Prog.Fine
VIADOTTO CHIENZI I	295,00	2x35+55+35+55+45+35	28+454,50	28+749,50

Asse SUD

Nome	Lungh.	Campate	Prog. In.	Prog.Fine
VIADOTTO CHIENZI I	315,00	35+55+45+55+2x45+35	28+411,24	28+726,24

Svincolo COLFIORITO

Nome	Lungh.	Campate	Prog. In.	Prog. Fine
Viadotto Rio di Cesi	170,00	2x30+2x40+30	0+486,00	0+656,00

Le fondazioni sono generalmente del tipo profondo su pali di grande diametro o su pozzi. In presenza di substrato roccioso affiorante sono previste fondazioni dirette.

Definizione delle strategie di protezione sismica

La strategia di protezione sismica è stata diversificata in funzione della tipologia dei viadotti e della loro geometria, con particolare riferimento alla lunghezza ed altezza dell'opera. In generale sono stati adottati i criteri seguenti:

Viadotti a travi prefabbricate in c.a.p.:

- Campate in semplice appoggio collegate mediante soletta di continuità (catena cinematica);
- Utilizzo di isolatori elastomerici (su pile e spalle);
- Analisi sismica condotta con lo spettro elastico (fattore di struttura $q=1$).

Viadotti (o tronchi di viadotto) in struttura composta a geometria irregolare (pile fino a 15 m):

- Impalcato continuo;
- Utilizzo di isolatori elastomerici con nucleo di piombo (sulle pile);
- Appoggi multidirezionali (sulle spalle);
- Analisi sismica condotta con l'uso di accelerogrammi simulati artificialmente a partire dagli spettri elastici (fattore di struttura $q=1$).

Viadotti (o tronchi di viadotto) in struttura composta a geometria regolare (pile fino a 20-30 m):

- Impalcato continuo;
- Appoggi unidirezionali longitudinali (sulle spalle);
- Appoggi multidirezionali (sulle pile basse);
- Appoggi fissi (sulla pila centrale);
- Appoggi unidirezionali longitudinali (sulle restanti pile) accoppiati a dispositivi di vincolo dinamico (shock-transmitters) per consentire i movimenti termici;
- Analisi sismica condotta con fattore di struttura $q=3,5$ con gerarchia delle resistenze sulle pile.

9.4. Opere d'arte minori

Opere di attraversamento stradale

Tali opere sono costituite, in generale, da sottovia scatolari, necessari per mantenere la continuità della rete viaria esistente attraverso la nuova infrastruttura. I manufatti scatolari hanno sezione rettangolare, di dimensioni variabili secondo il tipo di strada interferente, e sono realizzati in calcestruzzo armato interamente gettato in opera.

Unica eccezione è il sottovia alla progressiva 26+566.20, ubicato in corrispondenza di una delle rampe dello svincolo di Serravalle. Tale opera è infatti costituita da spalle in terra armata su cui poggia un impalcato a travi prefabbricate accostate (di luce 20,8 m e sezione trasversale a “doppio T” con ala larga inferiore) completate in opera da una soletta in calcestruzzo armato di spessore 25 cm. Data la notevole distanza tra le due carreggiate, il sottovia è costituito da due impalcati separati (uno per carreggiata) di larghezza 15,25 m ciascuno.

I sottovia presenti nel subplotto sono riassunti nella tabella seguente:

Progressiva	Dim. interne	Lunghezza	Spes.soletta	Spes.fondaz	Spes.piedr
Pr. 14+400,00	5.00x4.50	44.56	0.70	0.90	0.60
Pr. 19+012,50	6.00x5.00	44.67	0.90	1.00	0.80
Pr. 19+883,50	8.00x5.50	27.18	1.20	1.40	0.80
Pr. 20+332,00	5.00x4.50	32.18	0.70	0.90	0.60
Pr. 20+960,00	5.00x4.50	42.06	0.70	0.90	0.60
Pr. 21+156,90	5.00x5.00	50,82	0.70	0.90	0.60
Pr. 24+887,90	5.00x4.50	47.00	0.70	0.90	0.60
Pr. 26+566,20	Lnetta=18.00m Ltravi =20.80m	2 x 15.25	0.80 + 0.25	---	---

Un ulteriore ponticello scatolare, di luce 8,0 m, è previsto sulla strada di manutenzione n. 31 (dall'accesso n. 11 al n. 12 sulla SS 77).

Opere di attraversamento idraulico

Le opere di attraversamento idraulico sono costituite da:

- Tombini scatolari in c.a.;

- Tombini circolari prefabbricati in cls ($\varnothing 1500$ sull'asse principale; $\varnothing 1000$ sulle deviazioni della viabilità secondaria e svincoli; $\varnothing 800$ per il collegamento dei fossi di guardia).

Opere di sostegno

La vicinanza di insediamenti produttivi o residenziali e comunque i vari vincoli presenti nell'intorno dell'infrastruttura in progetto hanno determinato in alcuni casi l'impossibilità di realizzare la sezione tipo dei rilevati con pendenza delle scarpate 2/3. In altri casi tale circostanza deriva dalla pendenza dei versanti, soprattutto nelle zone a mezza costa, con conseguente necessità di opere di sostegno, sia di sottoscarpa, sia di controripa, al fine di ridurre l'occupazione e, talvolta, proprio per rendere possibile la realizzazione delle opere.

A causa della forte sismicità dell'area e del consistente aggravio delle sollecitazioni sismiche introdotto dalla nuova normativa, non si è ritenuto opportuno realizzare i classici muri di sostegno a mensola in c.a., ma si è optato per opere a gravità e muri prefabbricati di tipo speciale.

In particolare, per il sostegno dei rilevati sono state utilizzate le seguenti tipologie di muri:

- muri in terra armata;
- muri in terra verde rinforzata.

Per i muri di controripa, al fine di contenere gli sbancamenti a tergo, sono state invece adottate gabbionate, fino a 6 m di altezza, e muri prefabbricati con mensola di contrappeso per le altezze superiori.

La scelta dei gabbioni è stata dettata soprattutto dalla notevole disponibilità di smarino proveniente dalle gallerie. I muri prefabbricati proposti, invece, si prestano bene allo specifico utilizzo, e in zona sismica in particolare, in quanto non funzionano con il classico schema a mensola, ma sono costituiti da elementi articolati vincolati a una fondazione di dimensioni contenute (mediante giunto a cerniera) e dotati di mensola posteriore di contrappeso ad altezza intermedia che consente di ottimizzare le fasi di scavo per la costruzione del muro riducendo il volume di terreno da sbancare.

9.5. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi

Il calcestruzzo, oltre ai requisiti di resistenza, deve essere durevole, ovvero in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la

vita dell'opera. Nel seguito si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi da impiegare per la realizzazione delle diverse parti d'opera, al fine di conseguire i requisiti di durabilità richiesti.

Tali requisiti sono essenzialmente correlati alle condizioni di esposizione ambientale dell'opera - cui la normativa associa una classe di resistenza minima del calcestruzzo - e alla vita utile della struttura (attraverso la classe strutturale che determina il copriferro minimo).

L'argomento è compiutamente trattato nell'Eurocodice 2 EN1992-1-1 Paragrafo 4 e relativo Annesso E.

Classi di esposizione

In merito alle classi di esposizione ambientale, definite nella tabella 4.1 dell'Eurocodice 2 (in accordo con UNI EN 206-1), si attribuiscono ai vari elementi della struttura le seguenti classi di esposizione:

	Classe di esposizione	Descrizione dell'ambiente
Pali di fondazione	XC2	Bagnato, raramente secco (superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo)
Strutture di fondazione	XC2	Idem
Strutture in elevazione	XC4, XF1	XC4: Ciclicamente asciutto e bagnato (superfici a contatto con acqua non comprese nella classe XC2) XF1: Grado moderato di saturazione, in assenza di agenti disgelanti (superfici verticali esposte alla pioggia e al gelo)
Travi in c.a.p prefabbricate	XC4, XF1	idem
Solette di impalcato	XC3, XF4	XC3: Umidità moderata (cls armato con superfici esterne riparate dalla pioggia) XF4: elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo
Gallerie nat. (calotta-murette) Gallerie art.	XC3 (XF4 primi 100 m imbocco)	XC3: Umidità moderata (cls armato con superfici esterne riparate dalla pioggia) XF4: elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo
Gallerie nat. (arco rovescio)	XC4 (XA1 Pale)	XC4: Ciclicamente asciutto e bagnato (superfici a contatto con acqua non comprese nella classe XC2)
Manufatti scatolari	XC3	XC3: Umidità moderata (cls armato con superfici esterne riparate dalla pioggia)

Muri in c.a. prefabbricati	XC4, XF4	XC4: Ciclicamente asciutto e bagnato (superfici a contatto con acqua non comprese nella classe XC2) XF4: elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo
----------------------------	----------	---

Composizione e proprietà dei calcestruzzi

In funzione della classe di esposizione, la tabella E.1N dell'EC2 fornisce la classe di resistenza indicativa del calcestruzzo. Definita poi la classe strutturale dell'opera, per mezzo della tabella 4.3N, il copriferro minimo è fornito dalle tabelle 4.4N e 4.5N. In particolare, la classe strutturale dell'opera (variabile da S1 a S6) si ottiene a partire dalla classe di riferimento S4 (vita utile 50 anni e classe di resistenza indicativa di tabella E.1N) sulla base dell'effettiva vita utile, della classe di resistenza del cls, della geometria del getto e dell'eventuale garanzia di qualità.

Nella tabella seguente sono riassunti i requisiti previsti per la durabilità del calcestruzzo, secondo la procedura sopra descritta in conformità all'Eurocodice 2. Il copriferro indicato è comprensivo di una tolleranza di 5 mm.

Parte d'opera	Classe di Esposizione	Rapporto massimo a/c	Classe di resistenza	Contenuto minimo di cemento	Classe di consistenza	Copriferro
	(-)	(-)	(Mpa)	(kg/m3)	(-)	(mm)
Pali di fondazione	XC2	0.60	C30	280	S3	50
Strutture di fondazione	XC2	0.60	C30	280	S3	40
Strutture in elevazione	XC4, XF1	0.50	C37	300	S4	40
Travi in c.a.p. prefabbricate	XC4, XF1	0.45	C55	340	S4	30 / 40*
Solette di impalcato	XC3, XF4	0.45	C37	340	S4	30 / 35**
Cordoli impalcato	XC4, XF4	0.45	C37	340	S4	35
Predalles	XC3, XF4	0.45	C45	340	S4	25
Gallerie	XC3	0.55	C37	280	S4	40
Scatolari	XC3	0.55	C37	280	S4	40

Muri in c.a. prefabbricati	XC4, XF4	0.45	C40	340	S4	40
----------------------------	----------	------	-----	-----	----	----

(*) *armatura lenta / pretesa*

(**) *armatura inferiore / superiore*

necessaria verniciatura per vita utile 100 anni

Secondo la normativa, gli inerti, naturali o di frantumazione, saranno costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc.

Gli aggregati devono essere disposti lungo una corretta curva granulometrica, per assicurare il massimo riempimento dei vuoti interstiziali.

La granulometria inoltre dovrà essere studiata scegliendo il diametro massimo in funzione della sezione minima del getto, della distanza minima tra i ferri d'armatura e dello spessore del copriferro. La ghiaia o il pietrisco sono previsti di dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature e tale valore è riportato sugli elaborati grafici nella relativa tabella dei materiali.

I copriferri indicati nella precedente tabella, riportati sugli elaborati grafici nella relativa tavola materiali, sono stati determinati con riferimento ad una vita utile di 100 anni.

Trattamenti protettivi del calcestruzzo

Per le parti d'opera soggette a condizioni ambientali particolarmente gravose è previsto, a maggior garanzia di durabilità, la protezione superficiale del calcestruzzo. Gli impalcati da ponte, in particolare, sono soggetti a carichi dinamici e a variazioni di temperatura o di umidità, causa di sollecitazioni di trazione che, in un materiale come il calcestruzzo, provocano microfessurazioni. Queste costituiscono la via d'accesso per aria, acqua e altri agenti dannosi, innescando fenomeni di espansione e quindi di frattura, che possono portare a evidenti fessurazioni, distacchi del copriferro e corrosione delle armature.

Per una vita utile di 40-50 anni, tipica della maggior parte delle strutture in cemento armato, se il cls prodotto è di buona qualità, il problema della presenza di microfessure e della loro trasformazione in macrofessure può essere sostanzialmente ignorato. Se invece la vita utile richiesta è superiore ai 50 anni, il tipo di degrado in questione non può essere assolutamente trascurato.

La soluzione al problema si trova nella protezione esterna delle superfici dei manufatti mediante cicli di verniciatura elastomerica, allo scopo di preservarle dall'aggressione degli agenti esterni. La tipologia di prodotto proposta nel caso in esame è quella delle vernici protettive, dotate di adeguata elasticità, preferibilmente a base d'acqua (o con poco solvente), resistenti

all'attacco dei cloruri e dei sali disgelanti. Le vernici, solitamente bicomponenti, dopo la miscelazione vengono in genere applicate a pennello o a rullo, o ancora a spruzzo.

Il trattamento protettivo è previsto per il bordo laterale degli impalcati (cordoli/marciapiedi) - notoriamente soggetti a rapido degrado in presenza di sali disgelanti, come è da prevedersi nel caso in esame - e per le travi prefabbricate in c.a.p., per le quali il trattamento protettivo consente di mantenere i copriferri entro gli usuali valori previsti nella prefabbricazione (30 mm per l'armatura lenta, 40 mm per quella di precompressione).

10. CANTIERIZZAZIONE

Per la definizione del progetto di cantierizzazione sono state individuate ed approfondite le seguenti tematiche:

- Individuazione delle aree logistiche (campi base), in relazione al collegamento con la viabilità ordinaria esistente sul territorio e con le aree di lavorazione ed indicazione delle caratteristiche e degli apprestamenti necessari;
- individuazione delle aree di cantiere secondarie, definite sulla base delle esigenze legate alle varie tipologie di opere, dell'esame dei collegamenti con la viabilità esistente, dell'accesso all'area logistica, dei vincoli ambientali e di carattere locale ed indicazione delle caratteristiche e degli apprestamenti necessari;
- individuazione delle aree di stoccaggio, definite sulla base delle esigenze legate all'esecuzione delle opere ed in particolare delle gallerie, con particolare attenzione ai collegamenti con la viabilità esistente;
- individuazione delle aree per impianti vari (prefabbricazione conci, frantumazione e betonaggio), definite sulla base delle esigenze legate all'esecuzione delle opere, all'equidistanza e con particolare attenzione ai collegamenti con la viabilità esistente;
- mantenimento della viabilità esistente, anche con predisposizione di eventuali deviazioni provvisorie;
- Studio delle aree di cantiere tipo in corrispondenza delle opere d'arte;

- Indicazioni sulle caratteristiche di realizzazione del campo base.

Inoltre sono state individuate e progettate una serie di strade per il collegamento dalla viabilità principale alle aree operative di cantiere, in particolare agli imbocchi delle gallerie e ai viadotti. Tali viabilità sono in parte di nuova realizzazione ed in parte di adeguamento di strade esistenti.

Infine, nel progetto di cantierizzazione sono state individuate le cave e le discariche fruibili nelle zone interessate dai lavori.

11. IMPIANTI

11.1. Riferimenti normativi e principi generali

I riferimenti normativi sono quelli vigenti nell'ottobre 2006 e precisamente, in ordine decrescente di priorità:

- Circolare 7938 del 06.12.99 “Sicurezza della circolazione nelle gallerie stradali con particolare riferimento ai veicoli che trasportano materiali pericolosi”
- D.M. 05.11.2001 “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”
- Circolare ANAS 33/05
- Circolare ANAS 7735 del 8.9.99 “Direttive per la circolazione nelle gallerie stradali”.

Non sono state tenute in considerazione le prescrizioni della Direttiva europea 2004/54/CE del 29.04.2004, relativa ai requisiti minimi di sicurezza per le gallerie della rete stradale trans-europea, in quanto la strada S.S. 77 non fa parte dell'itinerario europeo.

L'illuminazione delle gallerie è stata progettata secondo la nuova normativa UNI 11095 (D.M. 14.09.2005). La rete idrica è stata progettata secondo la normativa UNI 10779.

Per la ventilazione la progettazione fa riferimento alle raccomandazioni PIARC e si basa sull'esperienza in materia del progettista Scetauroute, in particolare in merito alla manutenzione degli impianti.

La progettazione degli impianti tende all'applicazione dei seguenti principi:

- Ridondanza: se un impianto non è più funzionante, un altro lo sostituisce:

- Affidabilità: il tempo medio di disservizio deve essere estremamente basso;
- modularità dell'installazione: è facile sostituire una parte dell'installazione;
- resistenza al fuoco: tutti i componenti sono resistenti al fuoco o sono protetti con l'effetto del fuoco.

11.2. Scelte progettuali ed impianti previsti

11.2.1. Impianti tecnici lungo la tratta

Sono previste le seguenti opere:

- Installazione lungo tutta la tratta stradale, per ciascuna carreggiata, di canalizzazioni per il futuro passaggio di cavi di telecomunicazione.
- Impianto di distribuzione dell'energia elettrica in Media Tensione, costituito da 10 cabine per il sublotto 1.2 e 12 cabine per il lotto 2.1, previste in corrispondenza delle gallerie per la ricezione e trasformazione dell'energia elettrica prelevata dall'Ente Distributore. In difformità dalle indicazioni del progetto preliminare si è previsto di avere una consegna ENEL ad ogni cabina. Questa scelta progettuale è richiesta dalla normativa ENEL DK5600 ENEL (criteri di allacciamento alla rete MT) dove viene precisato che in caso di alimentazioni di emergenza (leggasi alimentazioni di riserva che deve intervenire in caso di mancanza della consegna principale) devono essere concordate modalità di esercizio "per evitare il parallelo fra le due reti", ciò che il doppio anello in MT previsto dal progetto preliminare non garantisce.
- Sistema di controllo e supervisione degli impianti tecnici, costituito da un posto di controllo centralizzato e da una rete principale ad "anello" in fibra ottica che, tramite idonei "nodi", interconnette le reti di comunicazione secondarie interne alle gallerie. Il sistema consente il controllo e la supervisione di tutti gli impianti tecnici previsti ed è stato incluso nei lavori del sublotto 1.2, pertanto non fa parte del presente sublotto 2.1.

11.2.2. Impianti di illuminazione in corrispondenza degli svincoli

Gli svincoli e le rotatorie sono illuminati con illuminazione distribuita (pali da 9 m di altezza) per contenere l'inquinamento illuminotecnico.

11.2.3. Impianti tecnici nelle gallerie

Alimentazione elettrica

L'impianto di alimentazione e distribuzione elettrica è costituito dalle cabine elettriche previste in corrispondenza di ogni galleria, dalle apparecchiature necessarie alla trasformazione dell'energia elettrica di rete (quadri elettrici MT, trasformatori MT/BT), dalle apparecchiature necessarie alla produzione di energia elettrica in caso di perdita della fonte ENEL per l'alimentazione delle luci e delle apparecchiature di sicurezza (gruppi elettrogeni, gruppi di continuità UPS) e dalle apparecchiature e linee elettriche necessarie alla distribuzione dell'energia elettrica ai singoli utilizzatori (quadri elettrici BT, cavi elettrici, cavidotti e, nel caso della galleria Muccia che ha una cabina interna alla galleria stessa, trasformatori BT/MT).

Il numero e il tipo di cabine dipende ovviamente dalla lunghezza delle gallerie e dagli impianti che saranno messi in opera.

- Per le gallerie di lunghezza inferiore a 500 m, laddove l'allacciamento a ENEL non presenta difficoltà, l'alimentazione elettrica è prevista in bassa tensione.
- Per le altre gallerie di lunghezza inferiore a 1000 m l'alimentazione elettrica è prevista in media tensione (20 kV), tramite una cabina posta vicino ad un imbocco di galleria.
- Per le gallerie di lunghezza superiore a 1000 m l'alimentazione elettrica si fa in media tensione (20 kV), tramite una cabina posta vicino ai due imbocchi di galleria.

Impianti di illuminazione delle gallerie

L'illuminazione delle gallerie è costituita di:

- illuminazione di base, con corpi illuminanti simmetrici a Na alta pressione
- illuminazione di rinforzo all'imbocco di entrata, con corpi illuminanti asimmetrici per consentire l'illuminazione a controflusso
- illuminazione di sicurezza (by-pass, nicchie, cartellistica)

L'illuminazione di base e di rinforzo è disposta secondo due file di corpi illuminanti sul bordo laterale delle corsie di marcia, per evitare interferenze con i 3 jet-fan presenti nelle gallerie

lunghe. Tuttavia, per le gallerie più lunghe di 1000 m, laddove non c'è illuminazione di rinforzo né acceleratori (ovvero nella zona centrale delle gallerie), è stato scelto di predisporre i corpi illuminanti dell'illuminazione di base su un'unica fila laterale.

Impianti di ventilazione delle gallerie

Come richiesto dalle normative (PIARC, Direttiva EU), le gallerie più lunghe di 1000 m sono attrezzate di jet-fan. Lo scopo di queste attrezzature è di consentire la diluizione degli inquinanti in caso di gestione normale congestionata e dei fumi in caso di incendio.

Il livello di traffico relativamente basso consente di utilizzare la ventilazione longitudinale senza estrazione intermedia anche per le gallerie più lunghe (galleria Varano del sublotto 2.1) poiché il rischio di congestione e/o di sovraincidente a valle di un incendio ha una bassissima probabilità.

Per le gallerie di pendenza superiore al 3% la ventilazione è molto dissimmetrica tra la canna direzione Foligno e quella direzione Pontelatrive. Infatti, nelle canne con traffico in discesa, per contrastare l'effetto camino, è necessario installare molti acceleratori.

La scelta di predisporre gli acceleratori in batterie di 3 deriva dall'ottimizzazione tra sezione dei cavi ed efficienza aeraulica.

Per consentire il pilotaggio della ventilazione sono previsti strumenti analizzatori dell'atmosfera in galleria (opacimetro e misuratore di CO) e anemometri.

E' previsto inoltre un impianto di "pressurizzazione" dei by-pass pedonali, costituito da ventilatori in grado di impedire l'ingresso dei fumi nel collegamento pedonale, sia a porte chiuse che nella condizione di apertura della porta affacciata verso il fornice interessato dall'incendio. La capacità di sovrappressione di 80 Pa sarà regolata in funzione delle condizioni reali del sito.

Impianto di rivelazione incendi

Tale impianto è costituito di telecamere con software di rilevazione fumi, sistema innovativo già messo in opera in alcune gallerie della rete autostradale italiana. Questo sistema consente una risposta tempestiva (nell'ordine del minuto) come in generale richiesto dagli standard di sicurezza e rispondente alle analisi di rischio, cosa che il sistema previsto dal progetto preliminare non consentiva (per gallerie di lunghezza superiore a 1000 m, cavo coassiale termo-

sensibile; per gallerie superiori ai 2000 m, installazione di un cavo in fibra ottica e delle relative centrali di controllo idonee alla rivelazione “puntuale” dell’incendio in ridondanza dal primo sistema: entrambi i sistemi hanno un tempo di risposta tra 6 e 8 mn). Detto sistema può essere telegestito e mantenuto dal locale tecnico.

Impianto idrico antincendio

In conformità con il progetto preliminare, per le gallerie di lunghezza superiore a 1000 m, l’impianto è costituito da un serbatoio di riserva idrica di capacità utile 144 m³, alimentato dall’acquedotto pubblico. Il serbatoio alimenta un anello antincendio a servizio della galleria. Ad interdistanza di 150 m sono previsti idranti in cassetta UNI 45 e UNI 70. Agli imbocchi sono previsti idranti UNI 70 ed attacchi autopompa VVF.

A seguito di richiesta del Committente in sede di istruttoria, l’impianto idrico antincendio è stato introdotto anche per le gallerie di lunghezza compresa tra 500 m e 1000 m (gallerie Costafiore, Maddalena e La Rocchetta del sublotto 1.2 e galleria Taverne del sublotto 2.1).

Segnaletica

Al di là della cartellonistica stradale (simbolo e nome della galleria, limiti di velocità), è prevista la messa in opera, sui piedritti della galleria, di cartelli che indicano la distanza delle vie di fuga e di cartelli retroilluminati di indicazione delle postazioni SOS.

Per le gallerie con piazzole di sosta, esse sono indicate con cartelli retroilluminati e con un cartello di preindicazione.

Nel caso delle gallerie di lunghezza superiore a 1000 m è prevista l’ulteriore installazione di pannello esterno a “messaggio variabile” e di pannello di segnalazione “freccia/croce” in corrispondenza degli imbocchi di entrata.

A seguito di richiesta del Committente in sede di istruttoria sono stati eliminati i tritici luminosi, adeguando la segnaletica al D.lgs. 264/06. Inoltre, in tutte le gallerie aventi lunghezza superiore ai 500 m è stato introdotto, su ciascuna canna, il corrimano luminoso, limitatamente al lato destro della carreggiata come richiesto dai tecnici dell’ANAS.

Rete SOS

L'impianto S.O.S. è costituito da armadio/S.O.S./fonico, ad interdistanza di 150 m, in ogni nicchia.

Impianto TVCC e controllo del traffico

L'impianto, per le gallerie di lunghezza superiore a 1000 m, è costituito da sistema di video-sorveglianza con telecamere a colori posizionate ad interdistanza di 150 m. Il sistema consente la rilevazione degli incidenti, l'analisi del traffico e il conteggio dei veicoli presenti in galleria. Detto sistema si basa sul concetto di intelligenza distribuita; consente la telegestione e la manutenzione dal locale tecnico; presenta bassi assorbimenti energetici.

Impianti di rete

Ogni galleria è dotata di un controllore di testa (CT), posto nel locale esterno ove è installato il PLC master degli altri impianti. Il CT ha il compito di controllo e comando degli impianti speciali TVCC, rilevamento automatico incendio e RF, parte del presente progetto, oltre a garantire la comunicazione di tutti gli impianti con il superiore gerarchico CCC – Sala di Controllo e Comando.

Dal CCC – non compreso nel presente progetto - gli operatori dovranno poter monitorare:

- lo stato di tutti gli impianti della rete stradale;
- lo stato del traffico;
- le condizioni ambientali;
- la presenza di pericoli per l'incolumità degli utenti della strada... e così via....

E' quindi possibile agire di conseguenza (comando ventilazione, chiusura di una galleria a causa di un incidente, deviazione del traffico, ecc.) potendo valutare e verificare l'impatto delle azioni sull'intera rete stradale per mezzo dell'impianto TVCC.

La dorsale in fibra che garantisce la comunicazione tra i CT di ogni galleria e il CCC, di seguito Rete Principale RP- sarà composta da un cavo in fibra ottica monomodale da posare nel seguente modo:

- in galleria, attraverso i cavidotti dedicati alla telematica;
- su terreno, ove si dovrà prevedere scavo e posa di tritubi come da specifiche;
- lungo i viadotti, con canaletta come da specifiche.

La chiusura ad anello dovrà essere garantita con la stesura di un cavo in FO.

12. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Il tracciato di progetto interseca una successione stratigrafica continua deformata compresa tra il Giurassico inferiore ed il Miocene e costituita, dal basso verso l'alto, dai seguenti termini:

- Calcare massiccio (Hettangiano – Sinemuriano)
- Corniola (Lotharingiano – Domeniano);
- Formazione del Bosso, Calcari e Marne del Sentino (Dogger);
- Calcari Diasprini (Calloviano – Titoniano);
- Maiolica (Titoniano sup. – Aptiano inf.);
- Marne a Fucoidi (Aptiano inf. – Cenomaniano inf.);
- Scaglia bianca (Cenomaniano medio – Turoniano Medio);
- Scaglia rosata (Turoniano sup. – Eocene Medio);
- Scaglia variegata (Eocene sup. – Oligocene inf.);
- Scaglia cinerea (Oligocene Sup. – Burdigaliano);

Calcare Massiccio: affiora a grandi linee intorno all'abitato di Pale. Costituisce l'elemento più profondo ed antico dell'intera sequenza stratigrafica presente in zona. La formazione è costituita da potenti strati (da metrici a decametrici) di calcare bianco o bianco grigiastro, detritico, cristallino od oolitico, di aspetto massivo; si trova in contatto stratigrafico con, al letto il Calcare Cavernoso, mai affiorante nell'intera estensione del tracciato, ed al tetto la Corniola. La potenza dell'intera formazione arriva al massimo a 600 m (dato di letteratura). La composizione calcarea pura, unitamente allo stato di permeabilità per fessurazione, favorisce l'instaurarsi di fenomeni carsici, localmente anche importanti, come solchi di carreggiamento, riprecipitazioni calcaree, fessurazioni, inghiottitoi e grotte.

Corniola: micrite biancastra, grigia o beige, molto omogenea, stratificata regolarmente in strati decimetrici con selce bruna o nera in liste e noduli, presente nella parte superiore della formazione. La potenza arriva al massimo a 200 m (dato di letteratura) ma può variare fino a pochi metri nelle serie condensate. Questo litotipo può sviluppare forme di carsismo.

Formazione del Bosso, Calcari e Marne del Sentino: alternanze di calcareniti, calcari, calcari marnosi, marne e marne argillose. Nella serie ridotta dell'Appennino Umbro Marchigiano

può sostituire tutte le formazioni comprese tra il Rosso Ammonitico e le Marne a Posidonia. La potenza arriva al massimo a 100 m (dato di letteratura) ma può variare fino a pochi metri nelle serie condensate.

Calcari Diasprini: alternanze di strati centimetrici di calcare e di selce. La potenza arriva al massimo a qualche decina di metri (dato di letteratura) ma può variare fino a pochi metri.

Maiolica: calcari micritici bianchi, ben stratificati di potenza da decimetrica a metrica, con livelli di selce grigio nerastra e livelli pelitici scuri verso l'alto. Lo spessore della formazione può variare tra 20 e circa 400 m. Nell'area di progetto questa è la seconda formazione per estensione areale in superficie dopo la Scaglia rosata. Si incontra al nucleo delle pieghe antiformi principali, con inclinazione degli strati piuttosto variabile ed elevata fratturazione. Nell'area di Colfiorito la Maiolica costituisce il substrato roccioso insieme alla sovrastante Scaglia rosata; presenta in più punti evidenze di fenomeni carsici quali inghiottitoi e doline.

Marne a Fucoidi: marne e argille marnose varicolori con subordinati calcari e calcari marnosi. Lo spessore massimo raggiunto da questo litotipo nell'area in studio è di circa 200 m. Giace in contatto stratigrafico con la sottostante formazione della Maiolica e interseca il tracciato di progetto quando quest'ultimo attraversa le pieghe antiformi principali.

Scaglia bianca: calcari micritici bianchi, ben stratificati, intercalati a livelli di selce nera. Lo spessore degli strati varia da centimetrico a decimetrico e l'intera formazione ha una potenza di circa 50 – 80 metri. Nell'area di progetto si incontra al contatto con le marne a Fucoidi, e con un andamento che rispecchia quello della formazione stratigraficamente sottostante. A causa della composizione decisamente calcarea presenta evidenze di erosione carsica quali, principalmente, inghiottitoi e doline.

Scaglia rosata: calcari micritici rossi, rosati o bianchi con intercalazioni marnose e di liste e noduli di selce rossa. Presenta strati di spessore variabile da centimetrico a decimetrico mentre l'intera formazione ha una potenza variabile tra i 200 ed i 400 metri.

Nell'area studiata la Scaglia rosata è il litotipo predominante. A causa della limitata potenza degli strati e di una composizione calcarea e calcareo marnosa si deforma in modo pervasivo e coerente per il suo intero spessore formazionale. Per questo motivo la Scaglia rosata assume inclinazioni estremamente variabili (da orizzontali a verticali) ed immersioni sia verso i quadranti occidentali che verso quelli orientali. La fratturazione e una certa continuità di giaciture poco inclinate porta, nell'area della piana di Colfiorito, allo sviluppo di fenomeni carsici quali inghiottitoi e doline.

Scaglia variegata: calcari marnosi e marne calcaree in strati da centimetrici a decimetrici di colore variabile tra il rosa ed il grigio verde. Lo spessore della formazione è compreso tra i 20 ed i 40 metri.

Scaglia cinerea: marne, marne argillose, marne calcaree e, subordinatamente, calcari marnosi di colore grigio cenere. Dal punto di vista geologico strutturale la scaglia cinerea risulta piegata concordemente alle formazioni a tetto ed a letto.

Sui termini del substrato poggiano coperture costituite da:

Alluvioni terrazzate ed antiche: distribuite in corrispondenza dei letti dei fiumi Menotre e Chienti sono rappresentate da depositi prevalentemente ghiaioso – sabbiosi, talvolta con grossi ciotoli, in matrice limoso sabbiosa. La frazione fine talvolta aumenta in percentuale arrivando a formare lenti limose o limoso argillose.

Depositi di conoide di deiezione: queste conoidi si trovano allo sbocco di impluvi collinari e sono costituite da materiali ghiaiosi, sabbiosi e limosi in percentuali variabili.

Coltri colluviali: Si trovano distribuite in tutta l'area e sono costituite dall'alterazione meteorica dei litotipi immediatamente sottostanti.

La successione si presenta sul terreno continua e a polarità diritta, con una percentuale di roccia affiorante variabile che diminuisce, in funzione della litologia, verso l'alto della successione dove sono presenti rocce più debolmente litificate e quindi maggiormente suscettibili alla pedogenesi.

I materiali risultano piegati in una successione di strutture antiformali e sinformi che determinano giaciture degli strati con immersione variabile sia verso ovest che verso est.

La tettonica fragile che a più riprese ha interessato l'area si evidenzia attraverso un corteo di faglie e sovrascorrimenti che frammentano la continuità della successione, scoprendone talvolta la parte più antica e profonda.

Le rocce in affioramento si presentano piegate, con un clivaggio fortemente penetrativo che talvolta oblitera le caratteristiche sedimentarie delle rocce stesse. I piegamenti generano inclinazioni degli strati che possono variare da suborizzontali a circa 60°.

Le strutture plicative e le principali faglie presentano andamenti “appenninici” (NNW-SSE) e sono correlate alle spinte tettoniche di accavallamento del Dominio Umbro – Marchigiano sull'avanpaese adriatico e sugli stessi sedimenti dell'avanfossa tardo miocenica (cannibalizzazione dell'avanfossa).

Le aree a prevalenza calcarea si contraddistinguono per una maggiore energia di rilievo e per la presenza di alcuni fenomeni carsici. Normalmente, nella maggior parte delle litologie presenti, si tratta di un carsismo poco evoluto e pervasivo, che si manifesta con forme quali campi carreggiati, piccole vaschette ed inghiottitoi individuati, localmente, in prossimità dell'abitato di Pale e dell'altopiano di Colfiorito. Non mancano comunque locali evidenze di cavità carsiche anche di grandi dimensioni. In particolare nella zona di Pale in seno al Calcarea

Massiccio i rilievi di campagna hanno portato all'individuazione di alcune grotte di dimensioni anche importanti, fra cui va ricordata la "grotta degli innamorati" o dell'"Abbadessa", dotata di molteplici ambienti fra loro comunicanti con altezze delle volte anche nell'ordine di 8 – 9 m; il tutto in prossimità, nel medesimo litotipo ed a quote compatibili con lo scavo della galleria Pale. I sondaggi ed alcune indagini sismiche specificamente condotte hanno successivamente confermato la possibile presenza di cavità carsiche nel Calcere Massiccio all'interno della galleria Pale, un'opera posta nel subplotto 1.2 ma in prossimità dell'inizio del subplotto 2.1. Nel complesso, con specifico riferimento al subplotto 2.1 e contrariamente a quanto previsto per l'attraversamento del calcere Massiccio nella zona di Pale, i materiali presenti (essenzialmente calcari marnosi della Maiolica e Scaglia) non sono tali da giustificare la presenza di cavità carsiche di dimensioni significative nei confronti delle opere in sotterraneo.

Lungo il subplotto sono cartografati altresì accumuli di frana. Si tratta essenzialmente del prodotto di frane di rotolamento o scivolamento planare in roccia e, in seno ai materiali prevalentemente marnosi o marnoso argillosi, colamenti ed accumuli di antica frana (paleofrane), del tipo per scivolamento planare o rototraslazionale su superficie di neoformazione. Esistono inoltre zone in erosione e deposizione fluviale, superfici di spianamento, morfologie controllate da superfici di faglia, conoidi di detrito e di deiezione.

Dal punto di vista idrogeologico va segnalata la presenza di una falda acquifera contenuta nei depositi calcarei e calcareo marnosi permeabili per fratturazione. Essa emerge in corrispondenza delle numerose sorgenti censite ed in particolare lungo il corso dei fiumi Menotre e Chienti. In tale contesto è stato ricostruito il livello della falda in corrispondenza dell'intero tracciato stradale, con particolare riguardo per i tratti in sotterraneo, mediante misurazione periodiche sui numerosi piezometri messi in opera nel corso dei sondaggi effettuati sia in sede di progettazione preliminare che definitiva.

Con riferimento alle formazioni sopra descritte gli acquiferi di maggior potenzialità si rinven-
gono nel Calcere Massiccio, nella Formazione della Corniola, della Maiolica e della Scaglia
rosata. Il censimento sorgenti effettuato nell'intorno dell'asse stradale ha confermato come la
stragrande maggioranza di esse emerga proprio dai termini della Maiolica o Scaglia; si tratta,
nella maggior parte dei casi, di emergenze diffuse, con distanze dall'asse stradale variabili da
alcuni Km sino a valori minimi nell'ordine di poche centinaia di metri, con portate normal-
mente modeste (<0,1 l/sec), forte escursione stagionale ed acque a modesto contenuto di sali,
il tutto a conferma di circuiti idrogeologici brevi, bacini modesti e tempi di permanenza nel
sottosuolo relativamente contenuti. Non mancano comunque sorgenti che testimoniano circuiti
più ampi e portate anche >100 l/sec (ad esempio Capovena ed Alzabove in prossimità di
Rasiglia).

Dalle analisi effettuate in corrispondenza delle singole gallerie si evince come la falda sia, in un buon numero di casi, posta a quote pari o inferiori rispetto alle opere, al riparo quindi da possibili interferenze. Per tutti i casi in cui la falda si trova a quote superiori rispetto agli scavi la presenza di battenti idrici generalmente modesti ha permesso, nell'attraversamento di materiali calcarei permeabili per fratturazione, l'applicazione di opportune sezioni tipo impermeabilizzate.

Infine dal punto di vista sismico il tracciato si snoda attraverso i territori comunali di Foligno (PG), Serravalle di Chienti e Muccia (MC), tutti classificati in zona sismica 1 secondo l'ordinanza PCM 3274 del 20/03/03.

13. ASPETTI GEOTECNICI

La morfologia dei luoghi è in generale caratterizzata dalla presenza di rilievi, intervallati da più o meno profonde e larghe incisioni, di solito scavalcate in viadotto dal tracciato stradale.

I profili geologico-geotecnici evidenziano la sistematica emergenza in superficie delle formazioni lapidee di base in corrispondenza degli “alti” morfologici. Lungo i fianchi degli stessi sono spesso presenti coperture detritiche prevalentemente granulari grossolane, con spessori da modesti a limitati (da 3÷4 a 8÷10 m) mentre i fondi valle, talvolta anche profondamente incisi, sono occupati da depositi alluvionali che possono raggiungere spessori anche molto rilevanti (25÷38 m).

Tali ultimi depositi contengono di solito materiali a granulometria grossolana (ghiaie e ghiaie e sabbie) in abbondante matrice fina (ghiaie e sabbie con limo e argilla), talvolta intervallati da depositi francamente coesivi (con discrete caratteristiche di resistenza).

Nelle zone di roccia direttamente affiorante, al di sotto di uno strato fortemente alterato e pedogenizzato (spessore 2÷3 m), si incontra il “cappellaccio”, ove l'alterazione e le fessurazioni risultano ancora molto significative (spessore: 3÷6 m), seguito in profondità dalla roccia in posto, che possiede in generale elevati valori dell'indice RQD (Rock Quality Designation) e di resistenza a compressione.

In dipendenza della distanza dal piano campagna locale del “cappellaccio”, materiale “lapideo” normalmente con ottime caratteristiche meccaniche relativamente all'appoggio di fondazioni al suo interno, si è fatto ricorso per i viadotti a fondazioni dirette o a pozzi (quando la profondità degli scavi al materiale “competente” superava i 5÷6 m). In presenza di coperture di spessore elevato ci si è invece rivolti a pali trivellati di grande diametro, talvolta “sospesi” (arrestati cioè nell'ambito della copertura non lapidea), talvolta spinti all'interno della formazione di base.

Non ci si attendono problematiche particolarmente critiche per i rilevati; pur in presenza di deformazioni verticali talvolta non trascurabili (ove gli spessori nella “copertura” sono elevati), con minimi accorgimenti (anticipare ad esempio la costruzione dei rilevati di appoggio in modo da scontare in anticipo rispetto alla posa della pavimentazione i cedimenti in corrispondenza del passaggio alla struttura “rigida” perché su pali) si riuscirà a realizzare un’opera finita di ottima fruibilità.

In corrispondenza di tutte le verticali di maggior interesse dal punto di vista progettuale sono stati elaborati dettagliati profili di riferimento con la definizione della geometria e dei parametri geotecnici di calcolo dei vari strati.

14. SISMICITÀ

Generalità

Il progetto è stato redatto dal C.G. applicando il nuovo Testo Unitario per le costruzioni ed attribuendo inizialmente all’infrastruttura in oggetto la classe di importanza 1 e, successivamente, a seguito della disposizione del Committente (nota prot. n° 1332 del 23.12.2006), adottando la classe 2.

Ciò significa prevedere una vita utile della struttura pari a 100 anni anziché 50, con conseguente aumento del periodo di ritorno per la valutazione delle azioni accidentali (sisma, neve, vento, ecc.)

Come indicato dalla normativa al punto 3.2.2.3, allo scopo di mitigare gli effetti dell’adozione della classe 2 ai fini sismici, si è proceduto ad una determinazione puntuale dei valori di accelerazione sismica al suolo, facendo riferimento alle mappe di pericolosità sismica redatte da INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), nonché alla suddivisione in sottozone caratterizzate da valori di a_g intermedi ed intervallati da valori non minori di 0,025.

Pertanto, tenuto conto della recente Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 28/04/2006 che fornisce i criteri per la suddivisione in sottozone, si è fatto ricorso alle mappe di pericolosità sismica della Protezione Civile con riferimento alla probabilità di superamento del 5% in 50 anni, corrispondente alla Classe 2 di interesse. Utilizzando i valori relativi al 50mo percentile e adottando intervalli di suddivisione pari a 0,025g, nelle aree di interesse si perviene ai seguenti risultati:

- zona sismica 1: accelerazione di riferimento 0,35g, uguale a quella utilizzata in classe 1.

La carta dei valori puntuali di a_{max} (accelerazione massima su suolo rigido con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni, valore standard relativo al 50mo percentile) per l'area in esame, redatta sulla base della griglia di valori disponibili nel sito di INGV: <http://esse1.mi.ingv.it/>, è allegata al presente progetto.

L'individuazione dell'effettiva categoria di suolo su cui sorge l'opera (categoria A, B, C, D o E) è stata basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio (V_S), ovvero sul numero medio di colpi N_{SPT} ottenuti in una prova penetrometrica dinamica, ovvero sulla coesione non drenata media (c_u).

La procedura porta alla definizione di un coefficiente amplificativo S che, a seconda della categoria del suolo di fondazione, assume valori compresi tra 1 e 1,35.

Individuazione della zona sismica

Il tracciato del sublotto 2.1 interessa territori delle regioni Umbria e Marche ricadenti tutti in zona 1 ai sensi della classificazione sismica dei comuni italiani di cui all'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/3/2003 (Allegato 1), recepita dalla Regione Umbria con Deliberazione della Giunta Regionale n. 852 del 18/6/2003 e dalla Regione Marche con Deliberazione della Giunta Regionale n. 1046 del 29/7/2003.

Individuazione della categoria del suolo di fondazione

Per la definizione della categoria del suolo di fondazione si è fatto uso sia delle prove Down Hole disponibili (rif. sondaggio SD5, relativo al deposito alluvionale su cui poggia il viadotto Scopoli), sia di prove SPT e sezioni tomografiche realizzate lungo il tracciato in corrispondenza delle principali opere d'arte.

Si è pervenuti alla caratterizzazione seguente:

CARREGGIATA NORD

OPERA	PARTE D'OPERA	CATEGORIA SUOLO
Galleria naturale Sostino	imbocco est	A
	imbocco ovest	E
Viadotto La Franca	viadotto	B
	spalla est	B

	spalla ovest	A
Galleria naturale La Franca	imbocco est	A
	imbocco ovest	A
Viadotto Rio Rifugio	viadotto	C
	spalla est	A
	spalla ovest	A
Galleria naturale Cupigliolo	imbocco est	A
	imbocco ovest	A
Galleria naturale La Palude	imbocco est	E
	imbocco ovest	A
Viadotto La Palude		E
Ponte Rio Cesi		C
Viadotto Rio Cesi		C
Galleria naturale Taverne	imbocco est	A
	imbocco ovest	E
Galleria artificiale San Vincenzo		A
Galleria naturale Varano	imbocco est	B
	imbocco ovest	E
Galleria naturale Serravalle	imbocco est	E
	imbocco ovest	E
Galleria naturale Bavareto	imbocco est	A
	imbocco ovest	E
Viadotto Chienti I		E

CARREGGIATA SUD

OPERA	PARTE D'OPERA	CATEGORIA SUOLO
Galleria naturale Sostino	imbocco est	A
	imbocco ovest	E
Viadotto La Franca	viadotto	B
	spalla est	B
	spalla ovest	A
Galleria naturale La Franca	imbocco est	A
	imbocco ovest	A
Galleria artificiale Rio Rifugio		A
Viadotto Rio Rifugio	viadotto	C
	spalla est	A
	spalla ovest	A
Galleria naturale	imbocco est	A

Cupigliolo	imbocco ovest	E
Galleria naturale La Palude	imbocco est	E
	imbocco ovest	A
Viadotto La Palude	viadotto	E
	spalla est	A
	spalla ovest	E
Ponte Rio Cesi		C
Galleria naturale Taverne	imbocco est	A
	imbocco ovest	A
Galleria artificiale San Vincenzo		A
Galleria naturale Varano	imbocco est	B
	imbocco ovest	E
Galleria naturale Serravalle	imbocco est	E
	imbocco ovest	E
Viadotto Bavareto		C
Viadotto Serravalle		C
Galleria naturale Bavareto	imbocco est	A
	imbocco ovest	E
Viadotto Chienti I		E

15. INTERVENTI DI INSERIMENTO E MITIGAZIONE AMBIENTALE

La necessità di mitigare e inserire correttamente nel paesaggio locale le nuove tratte del Quadrilatero Umbria-Marche è stata impostata sul mantenimento del corredo floristico locale (in particolare arboreo e arbustivo), arricchendolo ove necessario con elementi fortemente legati alle specifiche ecologiche e microclimatiche.

Gli ambiti attraversati dalle opere che compongono i sublotti 1.2 e 2.1 di cui al presente progetto presentano caratteri di eterogeneità, poiché contengono formazioni forestali delle quote medio-alte dell'Appennino centrale - tratta Volperino-Pontelatrave, con altitudine media di circa 700-750 m s.l.m., con presenza di microclimi fresco-umidi nelle vallette con esposizione a nord - e di situazioni più xero-termofile, nei versanti esposti a meridione e alle quote più basse (dintorni di Foligno).

In corrispondenza dei tratti iniziali e finali dei due sublotti sono presenti formazioni vegetali deteriorate o ruderali, tipiche delle pianure antropizzate.

L'intervento di inserimento paesaggistico in primo luogo, e secondariamente le esigenze di mitigazione di situazioni specifiche, hanno condotto alla elaborazione di alcune tipologie base

relative a punti notevoli dei tracciati, che sono stati applicati nell'intero progetto, con le dovute modifiche dei parametri compositivi. Le tipologie individuate sono le seguenti:

- tratti a mezza costa;
- tratti in prossimità dei centri urbani;
- tratti in pianura;
- imbocchi e sbocchi delle gallerie;
- viadotti.

Un breve glossario serve a chiarire i significati attribuiti alla terminologia essenziale utilizzata.

Per interventi di **ripristino** si intendono quelli localizzati all'interno di aree non direttamente interferite dal progetto: si tratta in particolare di aree per lo stoccaggio dei materiali, piste di cantiere e le stesse aree destinate alle lavorazioni. In queste zone è stato previsto un intervento finalizzato alla restituzione dei luoghi alle condizioni iniziali, se l'uso attuale è di tipo agricolo, o all'impianto di specie arboree e arbustive per le aree intercluse, con "ripristino" naturale della vegetazione autoctona, eliminando le eventuali cause di degrado ambientale preesistenti o determinate dalla realizzazione dell'opera.

Gli interventi di **inserimento** sono previsti nelle zone in cui il progetto interferisce in modo sostanziale e permanente con il paesaggio, ad esempio in prossimità degli imbocchi delle gallerie, nelle zone in trincea ed in rilevato, modificandone significativamente la conformazione morfologica. Sono finalizzati al miglioramento delle condizioni antecedenti l'intervento, mediante l'impianto di vegetazione arborea e arbustiva, utile a creare uno schermo visivo per mascherare o un "cannocchiale" per evidenziare e attirare l'attenzione su emergenze ambientali, paesaggistiche, monumentali e storiche.

Con tali interventi si formeranno i nuclei costitutivi di più ampi ecosistemi ad integrazione e completamento di quelli esistenti. Tale risultato verrà ottenuto con piccoli interventi localizzati, inizialmente utilizzando specie ed associazioni vegetali pioniere, capaci di favorire il raggiungimento autonomo di livelli di complessità strutturale e di diversità biologica più elevati.

Tali interventi sono previsti soprattutto dove la conformazione stessa dei luoghi rende inevitabili interventi onerosi per l'ambiente (sbancamenti, creazione di rilevati, scavo in roccia), non permettendo tracciati alternativi meno impattanti.

In una seconda fase sono state analizzate le possibili migliorie nell'inserimento delle opere di mitigazione (barriere acustiche in particolare), sostituendo o integrando ove possibile le barriere stesse con dune in terra, modellate opportunamente e rinverdite per eliminare l'effetto "muro" creato dalle barriere metalliche.

Infine sono state affrontate le problematiche legate alla frammentazione del territorio causata dalla nuova infrastruttura, cercando di ricreare le condizioni iniziali di “permeabilità biologica” garantendo la presenza di passaggi faunistici naturali o artificiali almeno ogni 1500 m. I passaggi sono stati individuati in corrispondenza dei numerosi viadotti previsti in progetto, ma soprattutto nei corridoi naturali più ampi presenti sopra le gallerie artificiali e naturali.

Tra gli interventi previsti sono presenti tipologie diverse in funzione delle quote e delle esposizioni dei tratti di infrastruttura realizzati all'esterno (tra una galleria e la successiva).

Inserimenti e mitigazioni comprendono quindi:

- dune vegetate con specie diverse in funzione della funzione e delle condizioni stazionali, sia all'esterno dell'opera che negli spazi tra le due carreggiate (vegetazione preferenzialmente sempreverde);
- imbocchi e sbocchi di gallerie (arbusti a consolidamento delle scarpate denudate e miscuglio di specie erbacee con apparati radicali fittonanti e superficiali);
- consolidamento di versanti acclivi denudati (impiego talee di salici - *S. purpurea* e *S. triandra* - e olivello spinoso);
- mascheramento di cantieri operativi (impianto di siepi fitte con specie sempreverdi e spoglianti perimetralmente ai cantieri, da effettuarsi prima dell'avvio dei lavori);
- realizzazione di filari alberati lungo la viabilità esistente e lungo alcuni brevi tratti di quella in progetto (le specie sono state scelte in funzione di eventuali preesistenze e delle condizioni paesaggistiche e microclimatiche locali; anche questo tipo di interventi possono essere effettuati fin dall'avvio dei lavori, nei tratti di viabilità esistente che non subirà modifiche geometriche);
- inserimento e mitigazione delle aree spartitraffico, caratterizzate da ampiezze anche di parecchi metri (con specie arbustive aventi carattere ornamentale, disposte ad intervalli di 20-30 m, per creare una variazione cromatica piacevole, oltre che uno schermo ai fari delle auto).

Mitigazione acustica

Scopo dello studio acustico è l'ottimizzazione degli interventi di mitigazione previsti nello Studio di Impatto Ambientale, componenti “rumore”, relativo al progetto preliminare del sublotto in oggetto.

L'analisi dello stato acustico attuale dell'ambiente ha prefigurato una caratterizzazione dei livelli sonori ante operam all'interno di un corridoio di interferenza acustica di ampiezza di 100 m per lato a partire dal ciglio esterno della sede stradale. All'uopo si è resa necessaria un'apposita campagna di rilievi fonometrici i cui risultati sono riportati nella specifica relazione tecnica allegata al presente progetto definitivo.

La metodologia adottata per la valutazione della rumorosità di progetto nelle condizioni più critiche è consistita nella creazione di un modello acustico tridimensionale, tarato sui risultati della campagna di misure fonometriche. Per ottenere tale scopo è stato ricostruito il sito di interesse mediante un software di simulazione specifico denominato Mithra che permette la costruzione di un modello virtuale di territorio, l'introduzione delle sorgenti sonore da analizzare e la creazione di mappe acustiche di rumorosità.

Per verificare la compatibilità del progetto con gli standard, lo studio ha tenuto conto delle leggi nazionali vigenti. Il confronto tra i livelli di rumore previsti ed i valori limite di immissione di rumore ha permesso di determinare gli obiettivi di mitigazione acustica, sui quali sono stati ridimensionati gli eventuali interventi di mitigazione. La verifica è stata compiuta per i primi due piani degli edifici, prendendo a riferimento il più sfavorito per la definizione delle opere di bonifica. Il lavoro è stato condotto in modo tale da cercare di eliminare le criticità acustiche secondo il criterio dettato dall'art. 5 del D.M. Ambiente 29/11/2000, il quale prescrive che gli interventi strutturali finalizzati all'attività di risanamento devono essere effettuati secondo la seguente scala di priorità:

- direttamente sulla sorgente rumorosa
- lungo la via di propagazione del rumore dalla sorgente al ricettore
- direttamente sul ricettore.

Le barriere antirumore utilizzate per limitare le immissioni sonore della nuova infrastruttura in progetto sono di forma bidimensionale e dotate di elemento diffrattore sommitale. Tali barriere possono raggiungere altezze comprese tra i 2 ed i 4,5 m e lunghezze variabili in funzione della dimensione longitudinale dell'area da proteggere. In casi particolari (viadotto Bavareto), è stato necessario utilizzare barriere acustiche di tipo "integrato", ovvero combinate con la barriera di sicurezza, dati gli esigui spazi disponibili.

Ove ritenuto necessario per motivi paesaggistici e di inserimento ambientale, in alternativa alle barriere acustiche, è possibile ricorrere alla creazione di terrapieni realizzati in modo da creare delle terrazze degradanti e rinverdite.

La resa acustica delle barriere è funzione della geometria sorgente-ricettore e della composizione spettrale del rumore che si deve attenuare. In linea di massima, con l'utilizzo delle barriere bidimensionali si possono ottenere attenuazioni acustiche variabili da 7 a 14 dB(A). Per raggiungere i risultati ottenuti con le simulazioni, le barriere antirumore dovranno essere dotate di elemento diffrattore sommitale di diametro pari a 600 mm.