

OPERA

Demolizione del ponte carrabile e successiva costruzione dell'unica strada di accesso al centro storico di San Leo

-Relazione Tecnico Illustrativa-

Ottobre 2019

RIF. PRATICA 19012

R01

Elaborati ai sensi della D.G.R. 1373/2011

COMMITTENZA



COMUNE DI SAN LEO

PROGETTISTI E CONSULENTI



studio associato

**Ingegneria
delle strutture**
analisi progettazione consulenze

Ing Andrea Barocci

Sede legale e operativa - via P. Tosi n° 318 47822 Santarcangelo di Romagna (RN)
Tel. +39 0541 391120 - info@ingegneriadellestrutture.it -
www.ingegneriadellestrutture.it

*elaborato redatto a cura di
Ing Chiara Magnani*

Sommario

0	Dati generali	4
1	Progetto architettonico	4
1.1	Elaborati del progetto architettonico	4
2	Relazione tecnico-illustrativa	5
2.1	Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale (p.to B.2.2 DGR 1373/2011)	5
2.1.1	Descrizione generale e delle caratteristiche geologiche e morfologiche	5
2.1.1.1	Descrizione generale	5
2.1.1.2	Inquadramento Storico	6
2.1.1.3	Contesto geologico e territoriale	8
2.1.1.4	I piani di emergenza	11
2.1.1.5	Sistemazione del by-pass	11
2.1.1.6	Vocazione turistica	12
2.1.1.7	Sistemi e Reti di Viabilità	12
2.1.2	Descrizione generale della struttura	13
2.1.3	Norme di riferimento utilizzate	13
2.1.4	Parametri di progetto ed azioni agenti	15
2.1.4.1	Vita nominale e classe d'uso della costruzione	15
2.1.4.2	Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche	15
2.1.4.3	Tipologia di azioni considerate	16
2.1.4.4	Azioni di progetto sulla costruzione	16
2.1.4.5	Azione sismica	17
2.1.5	Materiali e prodotti	19
2.1.6	Criteri di progettazione e modellazione	23
2.1.6.1	Tipo di analisi	23
2.1.6.2	Regolarità, fattore di struttura e classe di duttilità	23
2.1.6.3	Stati limite considerati	23
2.1.6.4	Valutazione per gli impianti	24
2.1.6.5	Modellazione e schemi statici	24
2.1.7	Condizioni e combinazioni di carico	24
2.1.8	Metodi di analisi e Criteri di verifica agli stati limite	24

2.1.9	Risultati significativi e giudizio motivato di accettabilità.....	24
2.1.9.1	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	24
2.1.10	Caratteristiche ed affidabilità del codice di calcolo	25
2.1.11	Aspetti geotecnici.....	25
2.2	<i>Modellazione e Verifiche</i>	25
2.2.1	Verifiche del rilevato rinforzato con geogriglie	25
2.2.2	Dimensionamento della sovrastruttura stradale.....	33
2.2.2.1	Sottofondo.....	34
2.2.2.2	Condizioni climatiche	34
2.2.2.3	Caratteristiche dei materiali	35
2.2.2.1	Scheda di catalogo CNR	37
2.3	<i>Relazione sulle opere di mitigazione</i>	40

Nota bene: La presente viene redatta ai sensi dell'allegato B della **D.G.R. Emilia-Romagna n° 1373/2011**, comprensiva dello specifico capitolo "Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale" (cap. 2.1 della presente).

0 Dati generali

Il sottoscritto Dott. Ing. Andrea Barocci, iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Rimini al n° 1104/A, ha ricevuto l'incarico dall'Amministrazione Comunale Città di San Leo, provincia di Rimini, di predisporre tutto il materiale necessario di cui al *Decreto Ministeriale 6 marzo 2019, ad oggetto: "Concorso erariale anno 2019 per la realizzazione di opere pubbliche per la messa in sicurezza di edifici e del territorio di cui all'art. 1, legge di stabilità 27 dicembre 2018 n. 205, comma 853 e seguenti"*, e in particolare riferito alla via di accesso al borgo storico di San Leo, in località Quattroventi.

Attualmente la via di accesso è servita da un ponte in c.a. realizzato 50-60 anni fa ed il quale presenta notevoli segni di ammaloramento.

In particolare, si può notare un diffuso stato di degrado a carico del calcestruzzo e delle barre di armatura conseguenti a meccanismi di carbonatazione, favoriti anche dalle non elevate caratteristiche del calcestruzzo originario e da difetti esecutivi come riprese di getto mal eseguite.

La committenza ha deciso quindi di procedere alla demolizione dell'infrastruttura e alla ricostruzione della via di accesso a San Leo mediante una strada su terreno e in parte su un rilevato di compensazione che consenta di avere un'opera meno impattante dal punto di vista paesaggistico.

L'intervento si configura quindi come "nuova costruzione", costituita da opere di consolidamento del terreno sottostante (non oggetto del presente appalto) e dalla realizzazione dell'infrastruttura stradale su terreno rinforzato mediante geo-griglie.

1 Progetto architettonico

1.1 Elaborati del progetto architettonico

PROGETTO ARCHITETTONICO

I seguenti elaborati, con le rispettive numerazioni, si trovano allegati alla presente:

- *A01_Tavola di Inquadramento*
- *A02_Planimetria e Sezioni: Stato di Fatto*
- *A03_Planimetria e Sezioni: progetto*
- *A04_Sezioni e render: progetto*
- *A05_Impianto vegetale per opere di mitigazione: progetto*
- *A06_Fotoinserti : stato di fatto e progetto*
- *A07_Planimetria e Sezioni: comparativo*

2 Relazione tecnico-illustrativa

2.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale (p.to B.2.2 DGR 1373/2011)

2.1.1 Descrizione generale e delle caratteristiche geologiche e morfologiche

2.1.1.1 Descrizione generale

Si evidenziano da subito tre aspetti che andranno inevitabilmente a delineare tutto quanto nel seguito riportato:

- Il percorso stradale oggetto della presente è attualmente l'unica possibilità di accesso al borgo storico, all'interno del quale si trovano alcuni edifici strategici o rilevanti ai fini di protezione Civile come Municipio, caserma dei Carabinieri, scuola.
- Il ponte attualmente esistente, realizzato nel 1956, versa in condizioni statiche assolutamente precarie.
- Il percorso stradale oggetto della presente è potenzialmente minacciato dal crollo di rocce dalla rupe soprastante, eventualità che si è verificata di continuo durante i secoli. Inoltre, insiste su un terreno superficialmente instabile in quanto formato da una commistione di argille su versante e detriti dalla soprastante rupe; anche questo aspetto è ben delineato e ha comportato numerosi interventi geotecnici, soprattutto negli ultimi decenni.

Nel seguito si riporterà quindi:

- un inquadramento storico;
- un inquadramento territoriale;
- la progettazione strutturale degli interventi da realizzarsi;

Alla presente relazione denominata *R01 Relazione Tecnica-Illustrativa* sono poi allegati :

- A01 *Tavola di Inquadramento*
- A02 *Planimetria e Sezioni: stato di fatto*
- A03 *Planimetria Generale: progetto*
- A04 *Sezioni e render: progetto*
- A05 *Impianto vegetale per opere di mitigazione: progetto*
- A06 *Fotoinserimenti : stato di fatto e progetto*
- A07 *Planimetria e Sezioni: comparativo*
- S01 *Planimetria e Sezioni: progetto strutturale*
- S02 *Sezioni: progetto strutturale*
- S03 *Dettagli : progetto strutturale*

- R02 *Relazione Geologica*
- C01 *Computo metrico estimativo*
- C02 *Elenco prezzi unitati*
- C03 *Cronoprogramma*
- PSC01 *Piano di sicurezza e di coordinamento*
- PM01 *Piano di manutenzione*

Il ponte in cemento armato attualmente in servizio della lunghezza di 76,75 m, verrà demolito e sostituito da una strada che seguirà il naturale andamento del pendio, nel rispetto dei limiti imposti dalle normative vigenti nell'ambito della progettazione stradale.



Vista dall'alto della Fortezza di San Leo e del ponte oggetto di demolizione

2.1.1.2 Inquadramento Storico

Con il presente capitolo si vuole illustrare come la vita nell'abitato di San Leo sia sempre stata condizionata dalla **rupe** e dalla sua difficile accessibilità che ha permesso la realizzazione di una rocca inespugnabile.

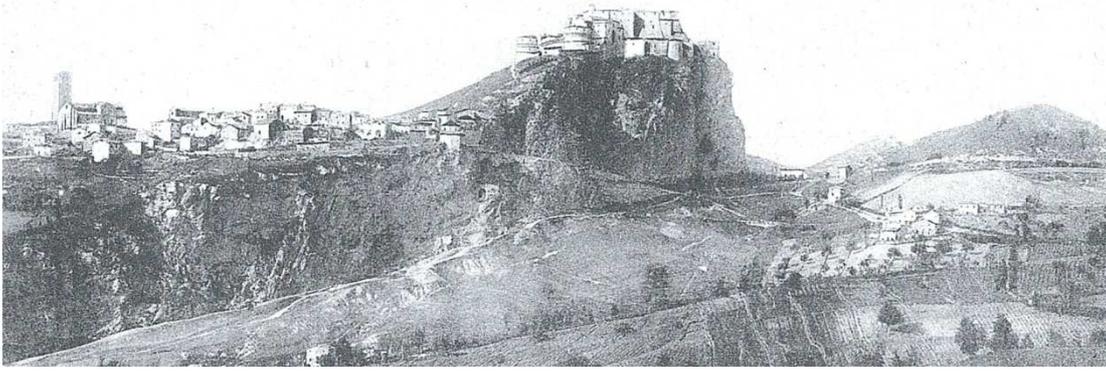
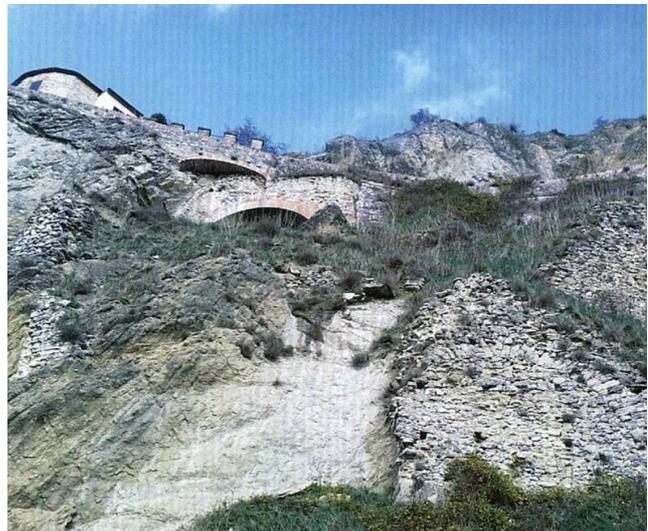


Foto dei primi del '900

Dante, nel "suo" Purgatorio, paragona il luogo in cui si trova a località terrestri famose per la loro asprezza; dice quindi: *Vassi in San Leo*. Quindi questa peculiarità ha sempre contraddistinto il piccolo abitato.

Storicamente l'accesso al paese è avvenuto tramite la cosiddetta "Porta di sotto", rivolta a mare e abbandonata nel '700 per i continui crolli e difficoltà di manutenzione.



La strada delle volte (Grazj, Prospetto della fortezza e città di San Leo, 1733 - tracce attuali)

Nel frattempo era utilizzato anche l'attuale accesso (*porta di sopra*) e ora unico, raggiungibile però con difficoltà notevoli. Era infatti in uso una mulattiera chiamata "strada delle volte" (o "rampa", come indicata dai residenti a evidenziarne la pendenza), che si inerpica per la rupe nel lato S-O e prendeva il nome da cinque massicci arconi in pietra realizzati proprio a sostegno del tracciato (due di essi ancora ben visibili); la memoria più antica di questa "strada" risale al 1371; è del 1655 invece il primo documento che ne cita una manutenzione straordinaria, in una delibera del Consiglio di maggio.

Avvicinandoci ai nostri giorni, nel 1766 ci fu un danneggiamento della via d'accesso dovuta al crollo di alcuni massi. Troviamo poi che il 16 agosto 1814 un nubifragio provocò il crollo di un muro di sostegno. L'anno successivo, il 1° luglio, alcuni documenti danno evidenza anche di una frana appena attivata immediatamente sotto la strada delle volte.



Nuova strada di accesso (foto dei primi del '900)

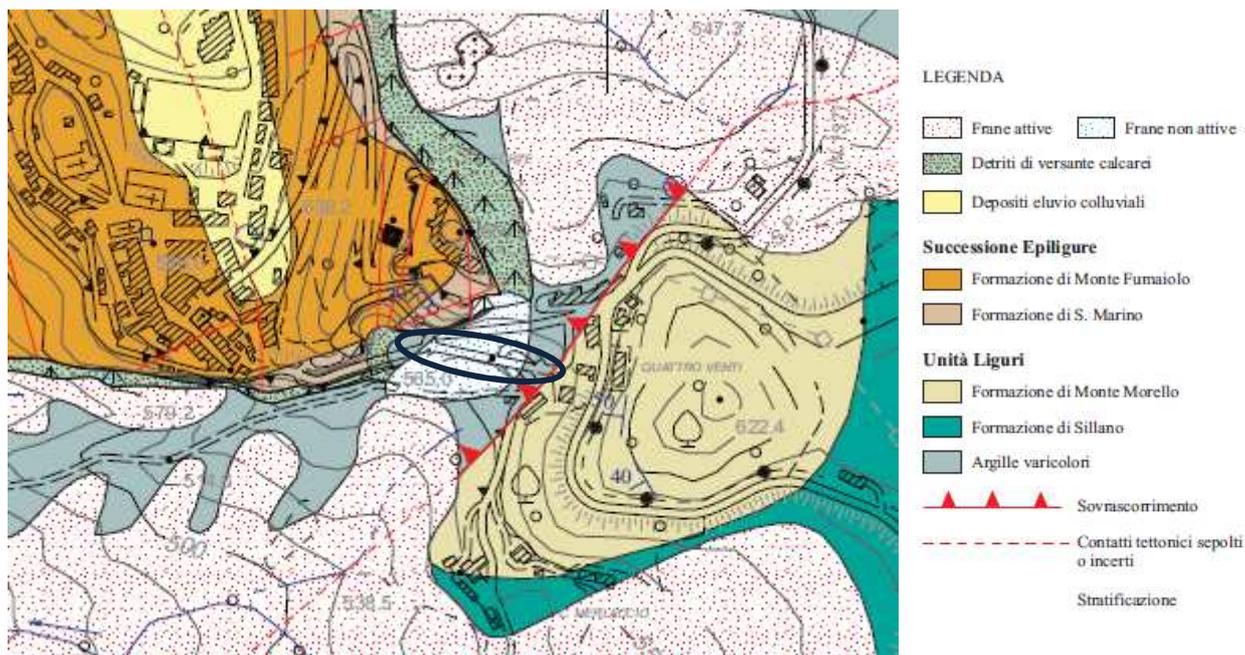
Il 17 agosto 1858 il Consiglio comunale approva la costruzione della nuova strada di accesso, previo taglio della rupe; i lavori iniziarono pressoché immediatamente, utilizzando come manodopera i carcerati nella rocca e si conclusero nel 1860; da allora il tracciato è rimasto all'incirca il medesimo.

Il ponte oggetto di demolizione e sostituzione, è stato realizzato nel 1956 dal Ministero dei Lavori Pubblici, probabilmente perché era necessario allargare la vecchia strada ma questa, trovandosi troppo a ridosso della rupe da una parte e su terreno instabile dall'altra, risultava troppo critica per poter intervenire.

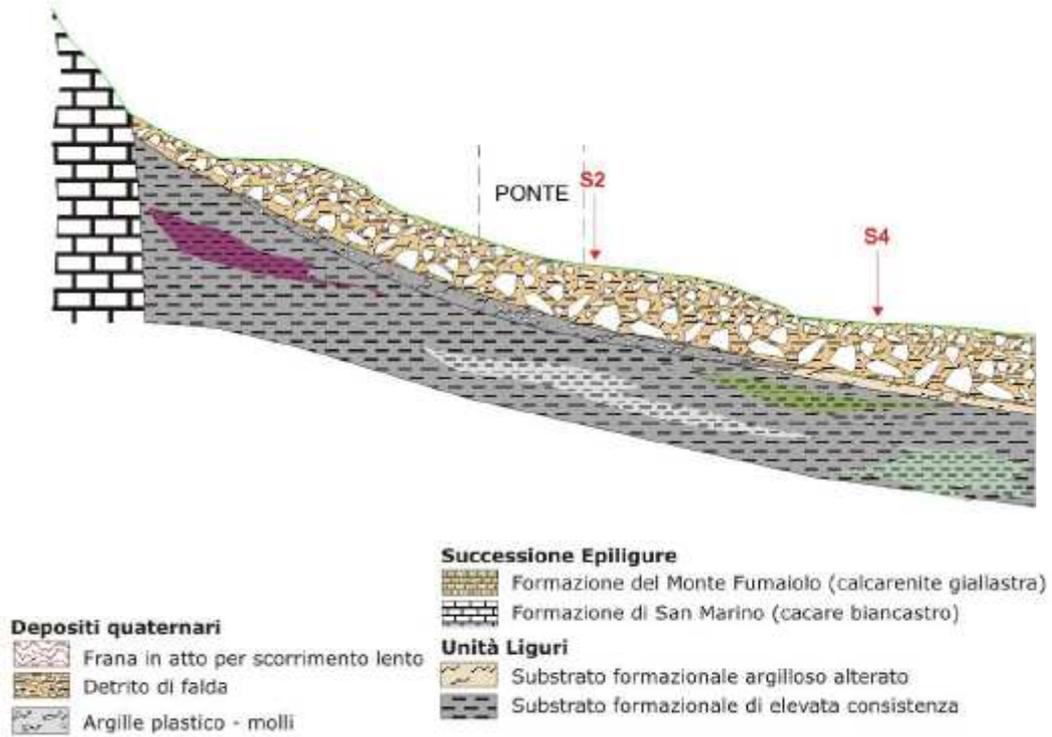
2.1.1.3 Contesto geologico e territoriale

Riportando in ambito scientifico quella che è l'evidenza dei fatti, cioè il continuo pericolo di **crolo dei massi dalla rupe**, si può dire quanto segue, in estrema sintesi.

Il centro di San Leo è situato su una placca rocciosa calcareo-arenacea; al di sotto di essa sono presenti le Argille Varicolori, affioranti sotto lo strapiombo orientale del Forte, nei calanchi sottostanti e, in tono minore, ai piedi di tutti i bordi perimetrali. Queste sono estremamente sensibili all'azione erosiva degli agenti atmosferici a causa delle loro pessime caratteristiche geotecniche; a penetrazione delle acque meteoriche ne determina una plasticizzazione progressiva che favorisce gli smottamenti. Quando ciò avviene sotto la roccia, la lascia senza valido sostegno e provoca crolli e ribaltamenti (agevolati dal fatto che la roccia stessa risulta molto fratturata).

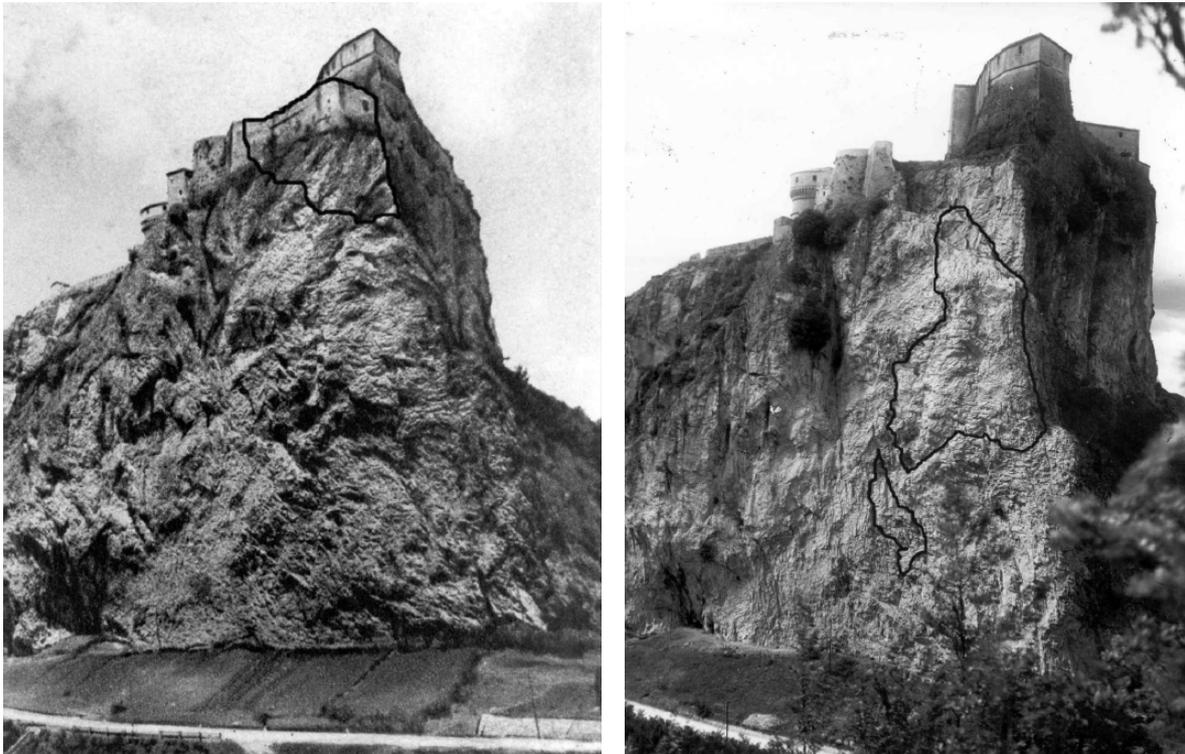


Stralcio della Carta Geologica

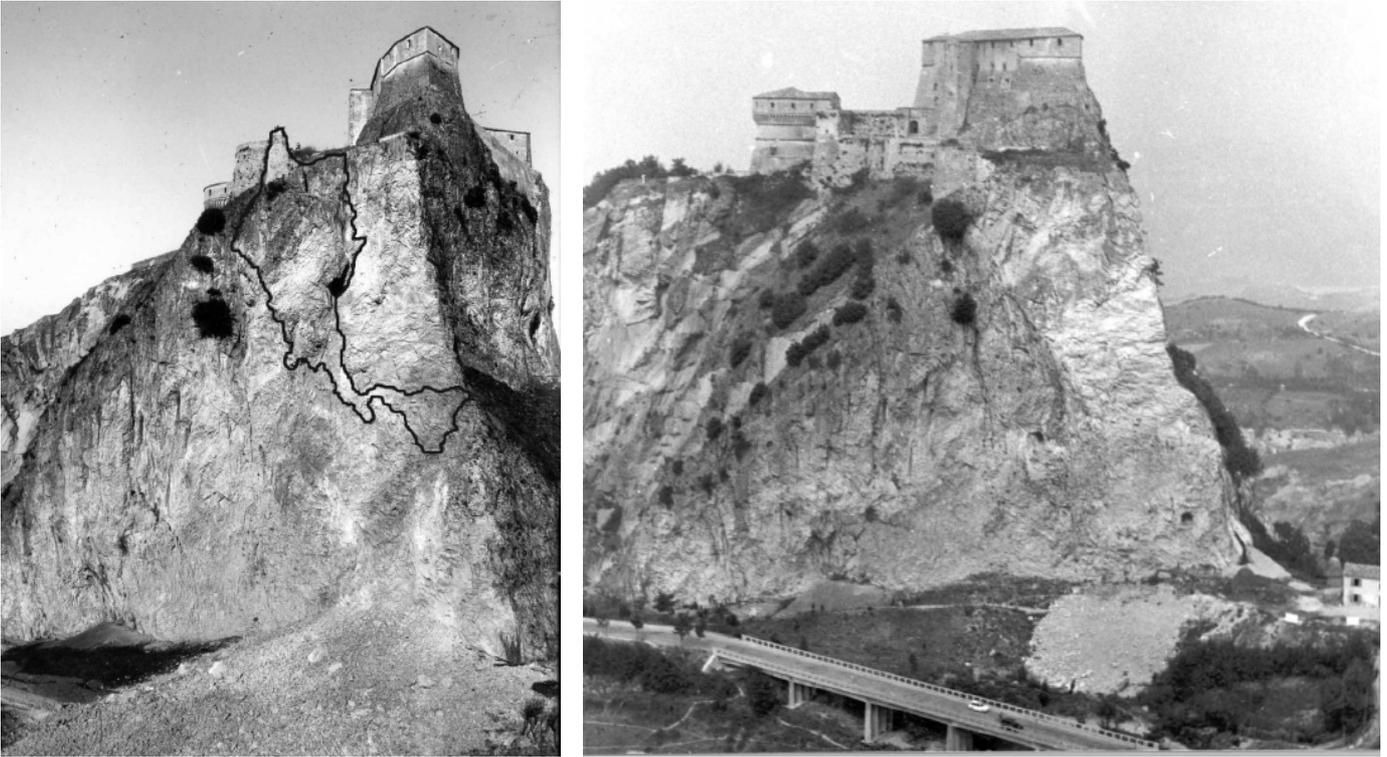


Sezione trasversale

Nella sequenza di foto che seguono, reperite dall'Ing. P. Tommasi (CNR Roma), è ben illustrata l'entità dei diversi episodi di crollo.



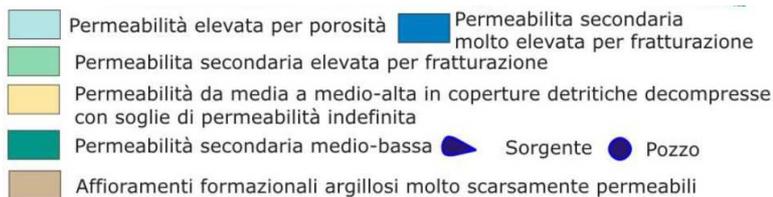
Situazione preesistente e successiva alla sequenza di crolli intervenuti nella prima metà del '900, con il vecchio percorso della strada di accesso all'abitato. Il crollo ha distrutto anche alcune strutture relative alla cinta muraria del forte



Copertura detritica prodotta dal crollo successivo alla realizzazione del ponte oggetto della presente

Il 27 febbraio 2014 è avvenuto il crollo forse più significativo per quanto riguarda la rupe (almeno in tempi recenti): il collasso di un'ampia porzione dell'ammasso roccioso per un fronte largo 160m e alto circo 90m con un volume complessivo coinvolto di 330.000mc. Per ulteriori dettagli in merito alla caratterizzazione geologica e morfologica dell'area si faccia riferimento anche alla R02_Relazione Geologica allegata redatta dal Dott. Geol. Fabio Fabbri.

Dal punto di vista idrogeologico l'area interessata è principalmente interessata da un'elevata permeabilità dovuto alla porosità dei substrati.



Stralcio Carta della Permeabilità

2.1.1.4 I piani di emergenza

Attualmente il Comune di San Leo aderisce a un piano intercomunale di emergenza di Protezione Civile, assieme a Casteldelci, Maiolo, Novafeltria, Pennabilli, Sant'Agata Feltria e Talamello e per integrarsi con l'esistente Piano intercomunale di Emergenza dei comuni di Santarcangelo di Romagna, Poggio Torriana e Verucchio.

I rischi contemplati in questo piano sono quello Sismico, Idrogeologico, Incendi boschivi, Chimico-Industriale e Trasporti.

Per il centro storico di San Leo esiste però il rischio specifico, come abbiamo visto nei capitoli precedenti, dato dai continui crolli della rupe. A seguito dell'ultimo crollo del 2014 l'Amministrazione ha quindi predisposto un piano di emergenza di Protezione Civile, denominato "Rupe di San Leo" e specifico per quest'ultima.

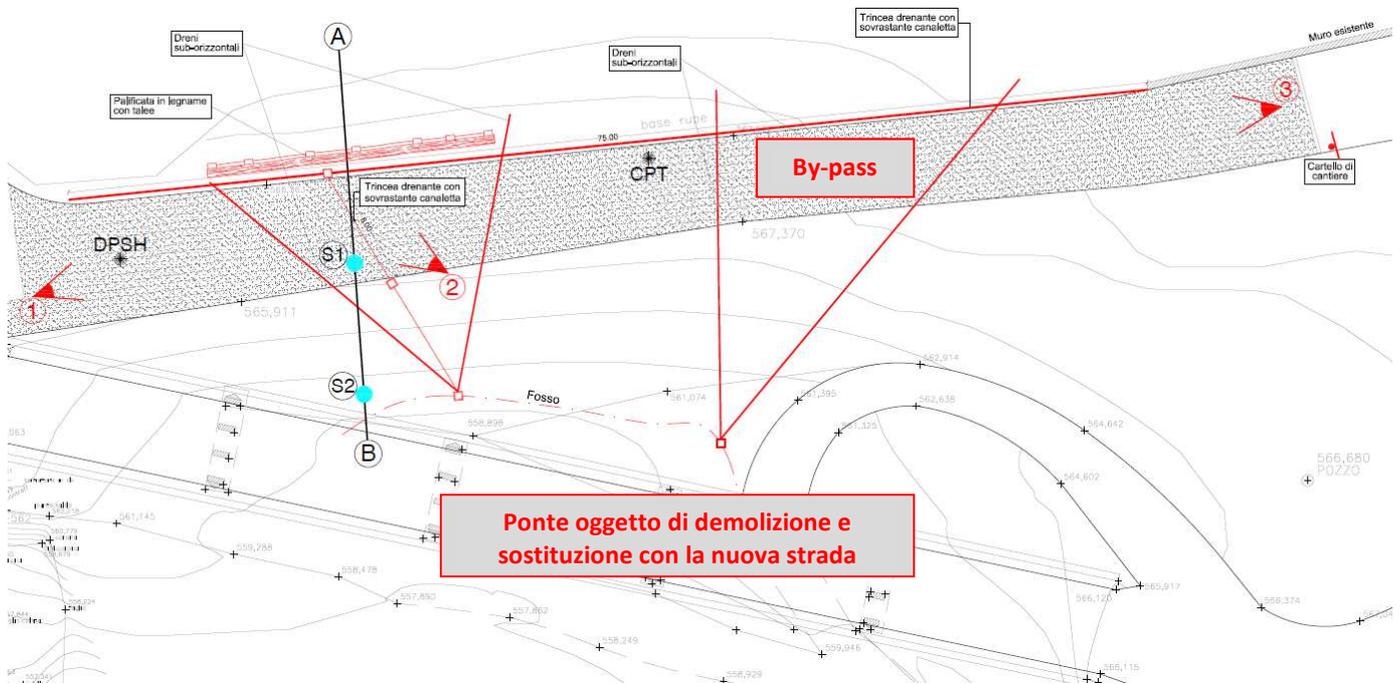
Tenendo conto delle finalità della presente, e dell'esito che potrebbe avere l'impossibilità di accedere al borgo, si pone l'evidenza su:

- All'interno del borgo sono presenti i seguenti edifici rilevanti/strategici: il Municipio, una scuola dell'infanzia e primaria, il Comando Stazione dei Carabinieri.
- All'interno del borgo risiedono circa 200 persone.
- La fortezza ospita 80 mila visitatori paganti all'anno; si stima che, ogni anno, circa 300 mila turisti varchino la porta d'accesso.

2.1.1.5 Sistemazione del by-pass

Negli anni 2009/2010 la Regione Emilia-Romagna è intervenuta mediante sistemazione della vecchia strada parallela al ponte, immediatamente sotto la rupe e chiusa dopo la realizzazione del ponte stesso in quanto ritenuta non sicura.

Le opere, realizzate "di pronto intervento" ai sensi del D.Lgs. 1010/48, hanno avuto lo scopo di trasformare il vecchio tracciato in un adeguato by-pass; proprio in virtù della criticità riconosciuta all'unico accesso al borgo storico e delle problematiche del ponte attualmente esistente.



Opere di sistemazione del by-pass

2.1.1.6 *Vocazione turistica*

La vocazione turistica del territorio e in particolare del borgo, al quale si accede tramite il ponte oggetto della presente, è ben nota.

L'antichissimo borgo è situato su un enorme masso roccioso tutt'intorno invalicabile, alle spalle della Repubblica di San Marino e della Riviera di Rimini, nella Val Marecchia.

Si tratta di una meravigliosa capitale d'arte, citata da Dante Alighieri nella Divina Commedia, fulcro della regione storica del Montefeltro, nota per le sue vicende storiche e geopolitiche, location per film e documentari, meta turistica d'eccellenza; è la perla preziosa custodita dalla provincia di Rimini.

La straordinaria conformazione del luogo, un imponente masso roccioso con pareti a strapiombo ne ha determinato, fin dall'epoca preistorica, la doppia valenza militare e religiosa, testimoniate da manufatti di grandissimo pregio. Tutto il possente apparato difensivo, a cui si accede per un'unica strada tagliata nella roccia, sembra essere un prolungamento del masso che lo sostiene, fino alla punta più alta dello sperone dove svetta la Fortezza di Francesco di Giorgio Martini (XV sec).

La città un tempo si chiamava Monte Feltro, da Mons Feretrus, nome legato all'importante insediamento romano sorto intorno al tempio consacrato a Giove Feretrio. Fu oggetto costante di contesa, finché venne definitivamente conquistata nel 1441 dal giovane Federico da Montefeltro, che duramente contrastò i Malatesta nel dominio della Valle del Marecchia. Ospitò personaggi come Dante e San Francesco d'Assisi, che qui ricevette in dono il Monte della Verna. Devoluta allo Stato Pontificio nel 1631, divenne aspro carcere dove, tra gli altri, finirono i propri giorni il Conte di Cagliostro (1795) e Felice Orsini (1844).

Annoverato tra "I Borghi più Belli d'Italia", il mirabile centro storico sprigiona il suo fascino in ogni periodo dell'anno. Oltre alla suggestiva fortezza, si offrono immediatamente allo sguardo gli antichi edifici romanici: Pieve, Cattedrale e Torre. Ad essi si affiancano numerosi palazzi rinascimentali, come il Palazzo Mediceo, con l'elegante Museo di Arte Sacra, la residenza dei Conti Severini-Nardini, il Palazzo Della Rovere, sede del Municipio. Da San Leo si gode, infine, una magnifica vista sui monti circostanti, lungo la vallata del Marecchia, giù fino al mare.

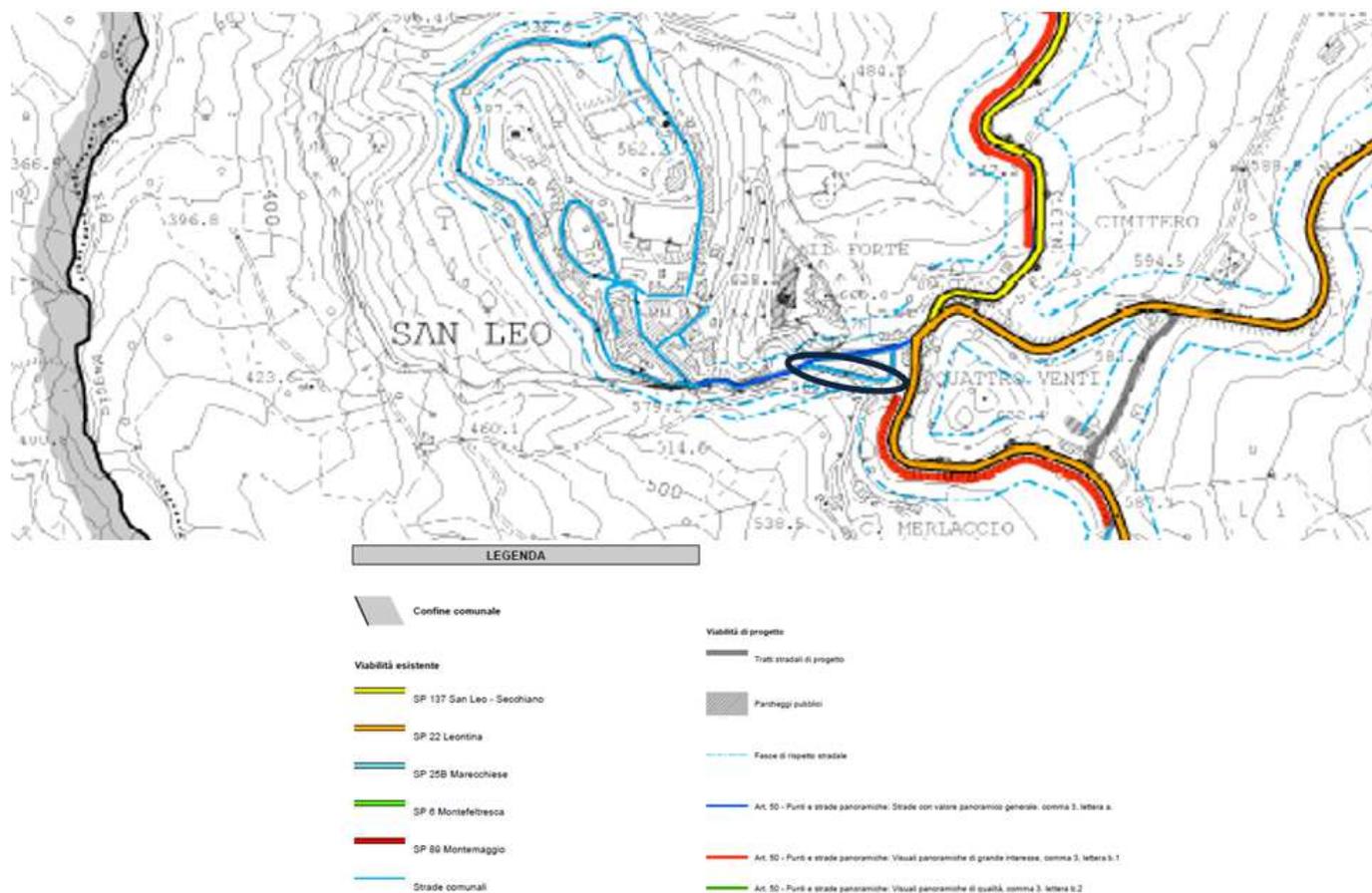
Oltre a quanto sopra esposto, direttamente estrappolato dai numerosi siti turistici, al fine della presente ci interessa un dato: si stima che, ogni anno, circa 300 mila turisti varchino la porta d'accesso.

2.1.1.7 *Sistemi e Reti di Viabilità*

Il percorso stradale oggetto di intervento è l'unico collegamento possibile per accedere alla città storica di San Leo provenendo dai comuni limitrofi.

In riferimento alle tavole dei *Sistemi e reti della mobilità del comune di San Leo*, la strada oggetto di intervento è classificata come comunale e dunque in funzione anche alle sue caratteristiche geometriche, funzionali e del movimento servito rientra nella categoria di *rete locale*.

In funzione dei tratti che precedono e che seguono quello oggetto di intervento, il nuovo percorso stradale può essere classificato ai sensi del *D.Lgs. n.285/92 – "Nuovo Codice della strada"* e del *D.M. 5.11.2001* come tratto di rete urbana locale di categoria F2.



Stralcio della TAV.3- Sistema e reti della mobilità

2.1.2 Descrizione generale della struttura

Dal punto di vista strutturale i nuovi interventi si possono definire come mediante la realizzazione della nuova sede stradale:

si andrà a realizzare la sovrastruttura stradale di tipologia flessibile, poggiate su rilevato stradale, necessario in alcuni tratti per la imprescindibile pendenza naturale del pendio. Il rilevato sarà costituito nel paramento posto a valle da terre rinforzate mediante geogriglie.

La scelta progettuale prescelta è stata dettata dalla necessità del Comune di San Leo, di sostituire il ponte attuale con un percorso paesaggisticamente meno impattante e che consentisse comunque di rispettare i riferimenti di sicurezza di percorrenza.

2.1.3 Norme di riferimento utilizzate

Le normative utilizzate sono quelle facenti parte dell'impianto tipico per le opere strutturali ed infrastrutturali; ad esse si andrà ad attingere per le singole verifiche, avendo cura di specificarne il loro uso.

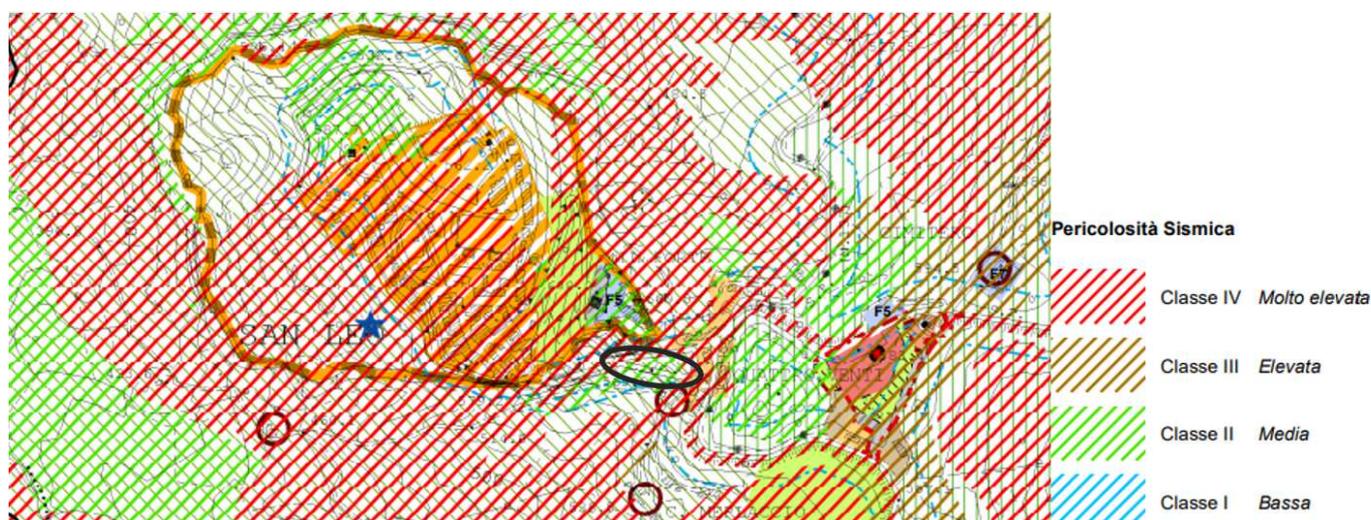
- D.M. 17 Gennaio 2017: "Norme Tecniche per le costruzioni"
- Circolare del 21 Gennaio 2019 n.7:
"Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle *Norme tecniche per le costruzioni* di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- D.M. 5/11/2001: "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"
- ANAS: "I QUADERNI TECNICI -Volume V -per la salvaguardia delle infrastrutture" (Febbraio 2019)
- CNR 178/1995: "Catalogo delle Pavimentazioni Stradali"

- DLgs n.285/92: "NUOVO CODICE DELLA STRADA" e successive modificazioni
- D.P.R. 380/01: "Testo unico dell'edilizia"
- L.1086/71: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- UNI EN 14475:2006 : "Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Terra rinforzata";
- BS 8006:1995 – "Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills";
- ISO/TR 20432 – "Guidelines for the determination of the long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement";

Nelle Norme di attuazione Tecniche P.R.G. del Comune di San Leo, Art.34 comma 2 è riportato quanto segue:

"Lo studio geologico del territorio comunale, eseguito ai sensi della circolare Regionale n.14/90, ha definito con la Tav. 3.12 Carta delle zone a maggiore pericolosità sismica locale, riportata anche nell'elaborato PS Tav.5.8 Ambiti territoriali, nuclei sparsi, manufatti isolati – Carta delle zone a maggiore pericolosità sismica locale, la carta di sintesi del citato studio in cui sono definite le aree territoriali che presentano diversi livelli di pericolosità sismica, articolati nei seguenti: [...]"

- 2.1 Classe IV : pericolosità molto elevata
- 2.2 Classe III: pericolosità elevata
- 2.3 Classe II e I: pericolosità media e bassa "



Stralcio del PS TAV.5.8- Ambiti territoriali, nuclei sparsi, manufatti isolati Carta delle zone a maggiore pericolosità sismica locale

L'area di intervento ricade nella **classe II di media pericolosità** per cui l'Art. 34 comma 2 specifica:

"I gradi di pericolosità media e bassa sono associati a quelle zone caratterizzate:

- *da frane del tipo colamento inattivo;*
- *da frane del tipo scorrimento e scivolamento inattivo;*
- *da falda di detrito;*
- *da brusca variazione litologica o di contatto tra litotipi aventi caratteristiche meccaniche molto diverse;*
- *aree di cresta rocciosa, cocuzzolo o dorsale di 3a classe."*

2.1.4 Parametri di progetto ed azioni agenti

2.1.4.1 Vita nominale e classe d'uso della costruzione

Ai sensi del cap. 2.4 NTC2018, trattasi di opera ordinaria, ma con funzioni pubbliche o strategiche importanti anche con riferimento alla gestione della Protezione Civile in caso di calamità, come riportato nel §2.1.1.1 della presente.

Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso: **IV**(quarta)

Da cui ne deriva un coefficiente d'uso $C_U = 2$

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni.

2.1.4.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Considerando l'intervento e la tipologia delle opere il sottoscritto in accordo con il Dott. Geol. Fabio Fabbri ha ritenuto opportuno effettuare indagini geologiche tramite:

- Rilievo geologico e geomorfologico di superficie;
- n.4 sondaggi a rotazione con carotaggio continuo e prelevamento di campioni di terreno a varie profondità;
- Prove e analisi di laboratorio sui campioni;
- Indagine geofisica sismica a stazione singola HVSR ai fini della identificazione della categoria sismica del suolo al fine della caratterizzazione dei terreni di fondazione e dell'individuazione di eventuali piani di scivolamento di alcuni strati di essi.

Si è proceduto inoltre con l'esecuzione di un dettagliato rilievo plano-altimetrico del pendio.

Si possono considerare i seguenti dati, che sono riportati anche nella relazione geologica allegata:

Categoria di sottosuolo: **B**

Categoria topografica: **T2**(Pendio inclinazione media >15%)

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T sarà assunto pari a **1,2**.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s sarà assunto pari a **1,112**.



Latitudine 43°53'44"N; Longitudine 12°20'47"E (fonte Google Earth)

Il comune di San Leo rientra in *Classe Sismica II*.

2.1.4.3 Tipologia di azioni considerate

In riferimento al capitolo 2.5.1.3 delle NTC18, per l'intervento in oggetto le azioni considerate sono:

- permanenti (G);
- variabili (Q);
- sismiche (E);

Non sono state prese in esame le azioni del tipo eccezionale (A) né le variazioni di temperatura (ΔT) in quanto il sottoscritto ritiene che per la tipologia di intervento tali valutazioni siano superflue.

Le azioni naturali da neve e vento non sono considerate significative ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali previsti.

2.1.4.4 Azioni di progetto sulla costruzione

Di seguito di riportano i carichi presi a riferimento per il calcolo delle opere in oggetto.

- Azioni sul rilevato e sulle opere di rinforzo dello stesso (sezione del rilevato più alta)
 - Permanenti strutturali (G_1)

RILEVATO (Sez. più sfavorevole)	sp. [cm]	G1 (kN/m²)
MISTO GRANULARE	35	7,00
GHIAIA A1+A2 COMPATTA	40	7,60
TERRA GHIAIA-SABBIOSA COMPATTA	580	104,4
TOT.		= 119 kN/m²

- Permanenti portati (G_2)

PACCHETTO STRADALE	sp. [cm]	G2 (kN/m²)
C.B. STRATO USURA	5	1,05
C.B. STRATO BINDER	5	1,2
C.B. STRATO BASE	9	2,16
TOT.		= 4,41 kN/m²

- Accidentali da traffico (Q_k):

Si è fatto riferimento al cap. 5 delle NTC2018 per la quale sul rilevato si è fatta una media tra i carichi delle due corsie.

CARICHI DA TRAFFICO (tab. 5.1.II NTC2018)	G2 (kN/m²)	Comb. Caratteristica
CARICO DISTRIBUITO CORSIA 1	9,00	94.5 kN/m ²
CARICO TANDEM CORSIA 1 (SU SUP. 2,2x3,0 m)	600/(2,2x3,00)=90.9	
CARICO DISTRIBUITO CORSIA 2	2,50	61.1 kN/m ²
CARICO TANDEM CORSIA 2 (SU SUP. 2,2x3,0 m)	400/(2,2x3,00)=60,60	

Il carico equivalente sulla larghezza della carreggiata riservata per autoveicoli di 7,5 m assunto per il dimensionamento del rilevato è quindi considerato come media tra i carichi da traffico applicato sulle due corsie per un valore pari a $Q_k=62,4 \text{ kN/m}^2$ per la combinazione caratteristica, considerato ampiamente a favore di sicurezza per i carichi utilizzati canonicamente per il dimensionamento dei rilevati stradali.

2.1.4.5 Azione sismica

Si veda anche quanto riportato nel capitolo 2.1.4.1 della presente.

Nel seguito si riportano i valori di progetto per i parametri:

- “ a_g ” accelerazione orizzontale massima del terreno su sito di riferimento rigido orizzontale;
- “ F_0 ” fattore che quantifica l’amplificazione spettrale massima;
- “ T_c^* ” periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali valori sono stati ricavati utilizzando il software “SPETTRI” distribuito dal C.S.LL.PP. e vengono evidenziati per ogni Stato Limite (cap. 3.2.1 NTC218) si riportano in particolare, nell’ordine:

- Per lo Stato Limite di Esercizio (SLE) si utilizzerà lo Stato Limite di Danno (SLD).
- Per lo Stato Limite Ultimo (SLU) si utilizzerà lo Stato Limite di Collasso (SLV).

Nei capitoli successivi si andrà poi ad esplicitare nel dettaglio quali di questi Stati Limite saranno utilizzati ed in quale maniera.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,079	2,442	0,284
SLD	101	0,098	2,434	0,294
SLV	949	0,227	2,455	0,330
SLC	1950	0,286	2,513	0,336

Tabella dei parametri di azione associati agli Stati Limite

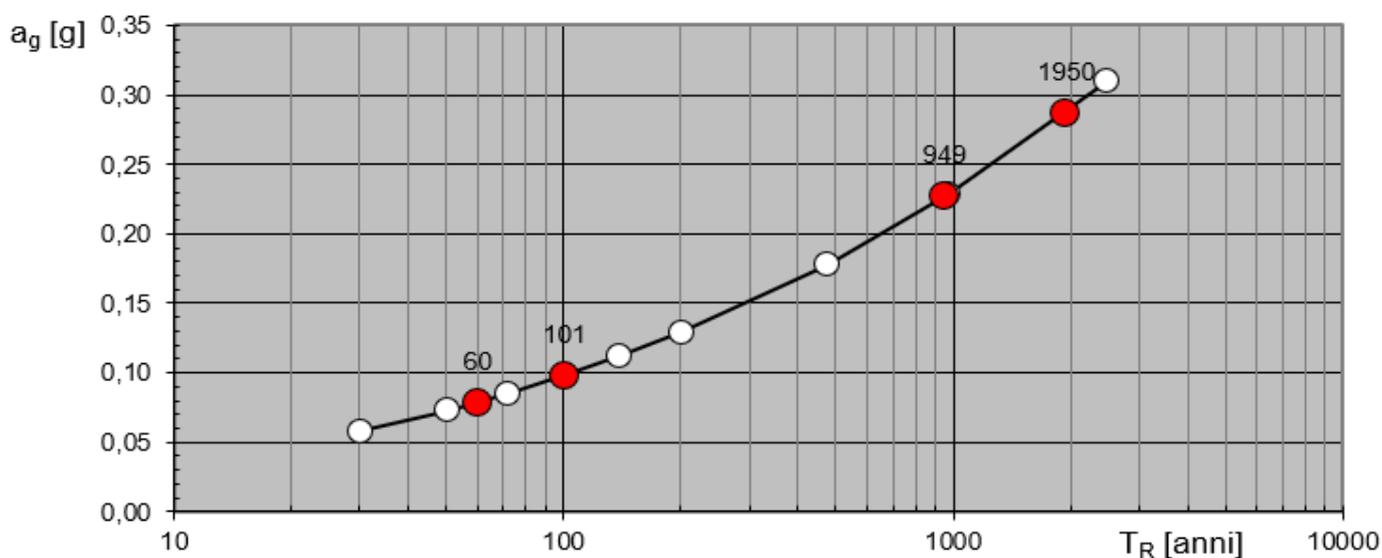


Grafico del parametro di azione “ a_g ”

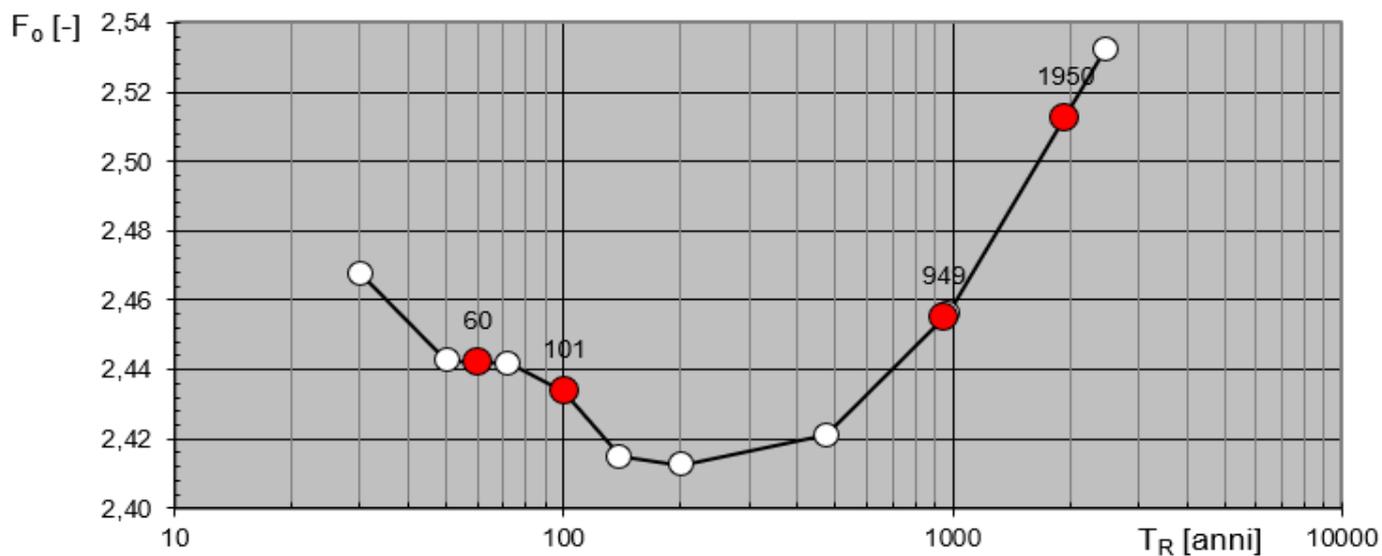


Grafico del parametro di azione " F_0 "

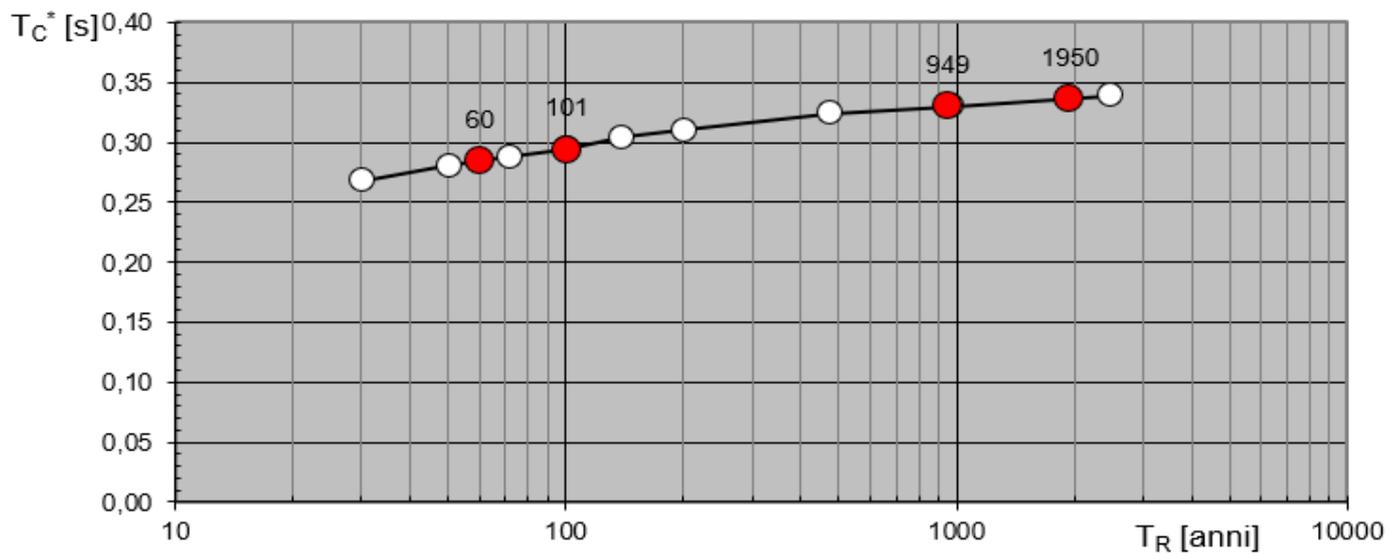
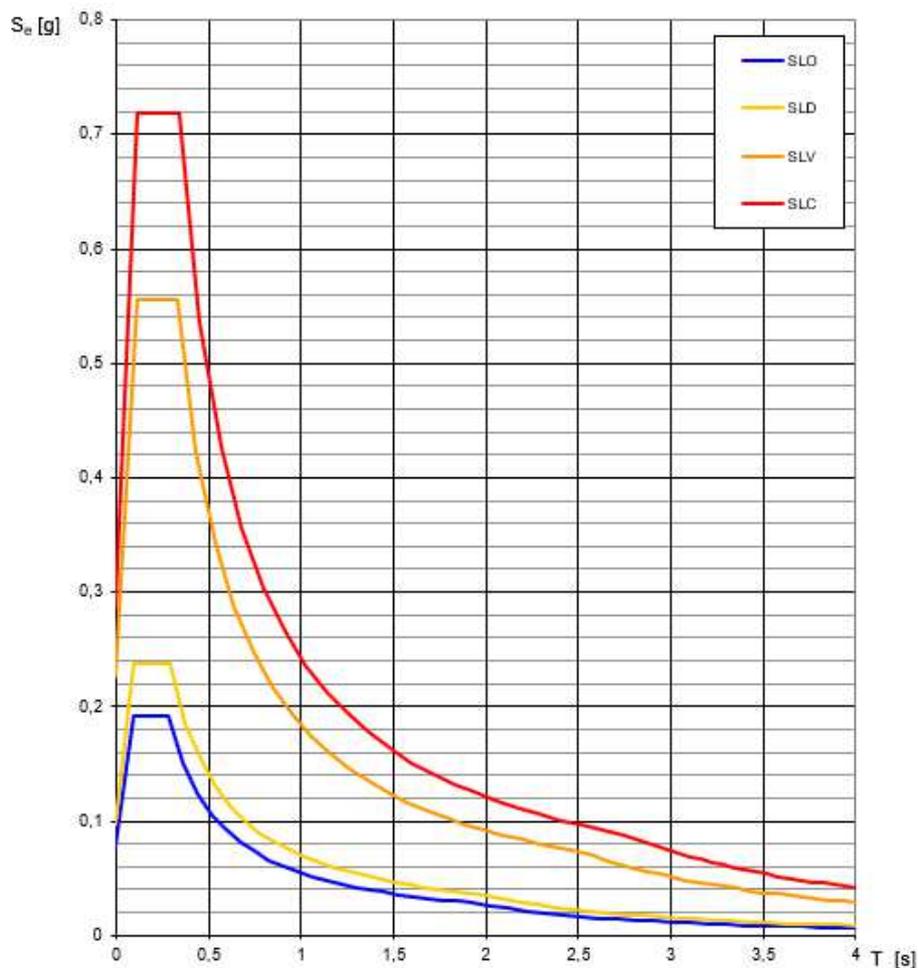


Grafico del parametro di azione " T_c^* "

Nel seguito si riportano gli spettri di risposta elastici da utilizzare.



Spettri di Risposta elastici per i diversi Stati Limite

2.1.5 Materiali e prodotti

Cemento armato per cordoli di fondazione

- **Acciaio per Cemento Armato del tipo B450C**

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{ynom} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{tnom} = 540 \text{ N/mm}^2$

Allungamento (A_{gt}) $k \geq 7.5\%$ (frattile 10%)

- **Calcestruzzo per CORDOLI in c.a. del tipo C25/30**

Classe di consistenza S5, Classe di esposizione XC2 - Aggregato massimo 30mm - Controllo di tipo A

Rilevato stradale

- **Terre per Rilevato**

I rilevati saranno eseguiti con le esatte forme e dimensioni indicate nei disegni di progetto e non dovranno superare la quota del piano di appoggio della fondazione stradale (sottofondo). Dovranno essere realizzati mediante l'impiego di terre appartenenti ai gruppi A₁, A₂₋₄, A₂₋₅, A₃ e rinforzati mediante l'uso di geogriglie tessute in poliestere ad alta tenacità rivestite in PET e rivestite PVC.

La compattazione di detti materiali dovrà risultare tale da garantire una massa volumica del secco, misurata alla base di ciascuno strato, non inferiore al 95% della massa volumica del secco massima individuata mediante la prova AASHO Mod. (UNI EN 13286), (CNR 22 – 1972), ed il modulo di deformabilità (CNR 146 – 1992) non dovrà essere inferiore ai 50 MPa, nell'intervallo di carico tra 0,05 – 0,15 N/mm².

Prospetto I - Classificazione delle terre													
Classificazione generale	Terre ghiaia - sabbiose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%							Terre limo - argillose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 > 35%				Torbe e terre organiche palustri	
	A1		A3	A2		A4	A5	A6	A7		A8		
Sottogruppo	A1-a	A1-b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5	A7-6	
Analisi granulometrica. Frazione passante allo staccio 2mm 0,4mm 0,063	50 30 15	50 25	50 10	- 35	- 35	- 35	- 35	- > 35	- > 35	- > 35	- > 35	- > 35	
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0,4 UNI2332													
Limite liquido Indice di plasticità	≤ 6		N.P.	≤ 40 ≤ 10	> 40 ≤ 10max	≤ 40 > 10	> 40 > 10	≤ 40 ≤ 10	> 40 ≤ 10	≤ 40 > 10	> 40 > 10 (IP ≤ IL-30)	> 40 > 10 (IP > LL-30)	
Indice di gruppo	0		0		4			8	12	16	20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grassa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fine	Ghiaia o sabbia limosa o argillosa				Limi poco compressibili	Limi poco compressibili	Argille poco compressibili	Argille fortemente compressibili fortemente plastiche	Argille fortemente compressibili fortemente plastiche	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	Da eccellente a buono							Da mediocre a scadente				Da scartare come sottofondo	
Azione del gelo sulle qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve			Media			Molto elevata		Media	Elevata	Media		
Ritiro o rigonfiamento	Nulla			Nulla o lieve			Lieve o medio		Elevato	Elevato	Molto elevato		
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa			Scarsa o nulla						
Identificazione dei terreni in sito	Facilmente individuabile	Aspri al tatto - Incoerenti allo stato asciutto		La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media o elevata allo stato asciutto indica la presenza di argilla			Reagiscono alla prova di scuotimento* - Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido		Non reagiscono alla prova di scuotimento* - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido			Fibrosi di color bruno o nero - Facilmente individuabili a vista	

* Prova di cantiere che può servire a distinguere i limi dalle argille. Si esegue scuotendo nel palmo della mano un campione di terra bagnata e comprimendolo successivamente fra le dita. La terra reagisce alla prova se, dopo lo scuotimento, apparirà sulla superficie un velo lucido di acqua libera, che comparirà comprimendo il campione fra le dita.

- **Geogriglie**

Geogriglia di rinforzo ottenuta da tessitura di filamenti sintetici di PET rivestiti da strato protettivo di PVC con le seguenti caratteristiche meccaniche:

PROPRIETA' DELLA MATERIA PRIMA				<i>toll</i>
Materia prima	PET			
Rivestimento	PVC			
CARATTERISTICHE FISICHE / MECCANICHE				<i>toll</i>
Resistenza a trazione MD - T _{ULT}	EN ISO 10319	kN/m	≥ 150	
Allungamento a carico max MD	EN ISO 10319	%	12	+/-2,5
Resistenza a trazione CMD	EN ISO 10319	kN/m	≥ 20	
Allungamento a carico max CMD	EN ISO 10319	%	12	+/-2,5
CARATTERISTICHE CHIMICHE DELLA MATERIA PRIMA				<i>toll</i>
Carboxyl End Group - CEG	GRI GG7	mmol/kg	16,6	
Peso molecolare	GRI GG8	Mn	40.000	
FATTORI RIDUTTIVI				<i>toll</i>
Fattore riduttivo per creep - RF _{CR 120 anni}	ASTM D 6992	-	1,42	
Fattore riduttivo per creep - RF _{CR 75 anni}	ASTM D 6992	-	1,41	
Fattore riduttivo per installazione prodotto - RF _{ID}	ASTM D 5818			
- ghiaia (tipo 1)		-	1,15	
- ghiaia sabbiosa (tipo 2)		-	1,11	
- sabbia (tipo 3)		-	1,1	
Fattore riduttivo per durabilità - RF _D	FHWA NHI-00-043			
- 5<pH<8		-	1,15	
- 3<pH<5 oppure 8<pH<9		-	1,3	
Resistenza a trazione di lungo termine MD - T _{AL} (*)	FHWA NHI-00-043	kN/m	82,87	
(vita utile 120 anni, 20°, 5<pH<8, tipo 2)				
DIMENSIONI CARATTERISTICHE				<i>toll</i>
Dimensione della maglia MD/CMD		mm	25x25	+/-2
Larghezza rotolo		m	3,9 - 5,0	+/-0,1
Lunghezza rotolo		m	100	+/-0,5

Struttura Stradale

- **Sottofondo**

Il misto granulare utilizzato non legato per il sottofondo, costipato in opera dovrà avere le caratteristiche di addensamento e di portanza conformi ai requisiti riportati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE DELLO STRATO DI FONDAZIONE (MISCELA PER IL MISTO GRANULARE NON LEGATO)				
REQUISITO	METODO DI PROVA	SIMBOLO	UM	VALORE LIMITE
Densità in situ (rispetto alla densità massima Proctor)	DIN 18125 – UNI EN 13286-2	-	%	> 95
Modulo di compressibilità (portanza su piastra con intervallo fra 0,15 e 0,25 N/mm ²)	CNR 146	M _E	MPa	> 30

- **Strato di Base**

Il conglomerato bituminoso utilizzato per lo strato di base deve essere caratterizzato in conformità ai requisiti delle miscele utilizzate per uso stradale specificati nella norma UNI EN 13108-1.

La miscela avrà le seguenti caratteristiche:

CARATTERISTICHE DELLA MISCELA PER LO STRATO DI BASE (Requisiti prestazionali)					
REQUISITO	METODO DI PROVA	SIMBOLO	UM	VALORE LIMITE	CATEGORIA (UNI EN 13108-1)
Resistenza alla deformazione permanente	UNI EN 12697-25 (proc. B)	f_{cmax}	$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$	<0,8	$f_{cmax0,8}$
<i>In alternativa</i>					
Resistenza alla deformazione permanente (ormaiamento)	UNI EN 12697-22 (disp. Piccolo)	WTS_{AIR}	$\text{mm}/10^3\text{cicli}$	<0,8	$WTS_{AIR0,8}$
<p>Art. 87 Per evitare la duplicazione di specifiche (“eccesso di specifiche”) non dovranno essere determinati entrambi i requisiti.</p> <p>Art. 88 Le densità di riferimento delle miscele analizzate dovranno corrispondere a quelle della compattazione Marshall a 75 colpi per faccia o della compattazione volumetrica, con pressa giratoria, a 180 giri.</p>					

- **Strato di Collegamento (Binder)**

Il conglomerato bituminoso utilizzato per lo strato di collegamento deve essere caratterizzato in conformità ai requisiti delle miscele utilizzate per uso stradale specificati nella norma UNI EN 13108-1.

La miscela avrà le seguenti caratteristiche:

CARATTERISTICHE DELLA MISCELA PER LO STRATO DI COLLEGAMENTO (Requisiti prestazionali)					
REQUISITO	METODO DI PROVA	SIMBOLO	UM	VALORE LIMITE	CATEGORIA (UNI EN 13108-1)
Resistenza alla deformazione permanente	UNI EN 12697-25	f_{cmax}	$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$	<0,8	$f_{cmax0,8}$
<i>In alternativa</i>					
Resistenza alla deformazione permanente (ormaiamento)	UNI EN 12697-22	WTS_{AIR}	<0,8	$WTS_{AIR0,8}$	<0,8

Art. 97 Per evitare la duplicazione di specifiche (“eccesso di specifiche”) non dovranno essere determinati entrambi i requisiti.

Art. 98 Le densità di riferimento delle miscele analizzate dovranno corrispondere a quelle della compattazione Marshall a 75 colpi per faccia o della compattazione volumetrica, con pressa giratoria a 180 giri.

- **Strato di Usura**

I requisiti di accettazione degli aggregati lapidei impiegati, qualora non specificato diversamente, dovranno essere conformi alle seguenti prescrizioni:

- UNI EN 932-3 “Procedura e terminologia per la descrizione petrografica semplificata”;
- Direttiva Prodotti da Costruzione 89/106 CEE;
- Allegato ZA della Norma armonizzata UNI EN 13043 “Aggregati per miscele bituminose e trattamenti superficiali per strade, aeroporti ed altre aree soggette a traffico”.

Il prelievo dei campioni da sottoporre ad analisi deve essere effettuato in conformità alla norma UNI EN 932-1 “Metodi di campionamento degli aggregati”.

L’Aggregato grosso appartiene alla classe granulometrica compresa tra $d > 2$ mm e $D \leq 45$ mm; non dovrà provenire da rocce scistose o degradate e dovrà essere costituito da ghiaie frantumate, pietrischetti e graniglie privi di elementi in fase di alterazione, polvere o materiali estranei.

CARATTERISTICHE DELLA MISCELA PER LO STRATO DI USURA-RISAGOMATURA (Requisiti prestazionali)					
REQUISITO	METODO DI PROVA	SIMBOLO	UM	VALORE LIMITE	CATEGORIA (UNI EN 13108-1)
Resistenza alla deformazione permanente	UNI EN 12697-25	f_{cmax}	$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$	<0,8	$f_{cmax0,8}$
<i>In alternativa</i>					
Resistenza alla deformazione permanente (ormaiamento)	UNI EN 12697-22	WTS_{AIR}	$\text{mm}10^3$ cicli	<10	WTS_{AIR10}
<p>Art. 112 Per evitare la duplicazione di specifiche (“eccesso di specifiche”) non dovranno essere determinati entrambi i requisiti.</p> <p>Art. 113 Le densità di riferimento delle miscele analizzate dovranno corrispondere a quelle della compattazione Marshall a 75 colpi per faccia o della compattazione volumetrica, con pressa giratoria a 180 giri.</p>					

- **Strato di Usura Drenante-Fonoassorbente**

Il conglomerato bituminoso utilizzato per lo strato di usura drenante e fonoassorbente è un materiale ad elevato tenore di vuoti e deve essere caratterizzato in conformità ai requisiti delle miscele utilizzate per uso stradale specificati nella norma UNI EN 13108-7.

Le caratteristiche richieste per il conglomerato bituminoso da impiegare nello strato di usura drenante e fonoassorbente dovranno essere conformi ai requisiti riportati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE DELLA MISCELA PER LO STRATO DI USURA DRENANTE- FONOAASSORBENTE					
REQUISITO	METODO DI PROVA	SIMBOLO	UM	VALORE LIMITE	CATEGORIA (UNI EN 13108-7)
Contenuto massimo di vuoti residui	UNI EN 12697-8 UNI EN 12697-6D UNI EN 12697-5A	V_{max}	%	<18	V max18
Contenuto minimo di vuoti residui	UNI EN 12697-8 UNI EN 12697-6D UNI EN 12697-5A	V_{min}	%	<14	V_{min14}

Resistenza a trazione indiretta	UNI EN 12697-23	ITS	N/mm ²	>0,6	-
Sensibilità all'acqua	UNI N 12697-12	ITSR	%	>75	<i>ITSR 80</i>
Perdita di particelle	UNI EN 12697-17	<i>PL</i>	%	<25	<i>PL30</i>
Drenaggio del legante	UNI EN 12697-18	<i>D</i>	%	0	<i>D0</i>
Permeabilità verticale	UNI EN 12697-19	<i>KV</i>	10 ⁻⁵ m/s	>2,5	<i>KV2,5</i>
Il metodo di preparazione del campione ed il contenuto dei vuoti dovranno essere determinati in conformità alla norma UNI EN 13108-20.					
Le condizioni di prova mediante Pressa giratoria sono: Art. 124 angolo di rotazione: 1,25° +0,02°; Art. 125 velocità di rotazione: 30 rotazioni/minuto; Art. 126 pressione verticale: kPa 600; Art. 127 diametro del provino: mm 150; Art. 128 giri: n° 80.					
Le condizioni di prova mediante compattatore Marshall: Art. 129 provini costipati con 50 colpi di maglio per faccia					

2.1.6 Criteri di progettazione e modellazione

2.1.6.1 Tipo di analisi

L'opera oggetto prevede tre principali categorie di intervento e per le quali si sono adottate specifiche analisi ad esse connesse.

A livello generale, le categorie di intervento e le relative analisi sono:

- a. Opere di consolidamento del terreno esistente (non oggetto del presente appalto)
- b. Rilevato rinforzato con geogriglie

Le analisi per il dimensionamento della struttura in terra rinforzata viene eseguita mediante analisi statiche e pseudo-statiche (§ 7.11.4 delle NTC2018).

La scelta di realizzare il corpo del rilevato con geogriglie di rinforzo, costituisce la migliore soluzione per rendere il rilevato ridotto in termini di ingombro, e per conferire caratteristiche tecniche migliori al sottofondo del nuovo tratto stradale.

- c. Pavimentazione stradale

Le analisi per il dimensionamento della pavimentazione stradale sono state condotte mediante metodi empirico-teorici per i quali si è fatto riferimento alla CNR 178/95.

2.1.6.2 Regolarità, fattore di struttura e classe di duttilità

Essendo le opere oggetto della presente di carattere prevalentemente geotecnico, si presuppone che non sia necessario fare considerazioni a riguardo di regolarità in pianta ed elevazione, fattore di struttura e classe di duttilità dell'opera.

2.1.6.3 Stati limite considerati

Ai sensi del cap. 6.4.3 NTC2018, la progettazione delle opere, trattandosi di pali ed opere di materiali sciolti va eseguita con riferimento agli SLU e SLE. Per le verifiche in combinazioni sismiche, per lo Stato Limite di Esercizio e lo Stato Limite Ultimo si utilizzerà rispettivamente lo Stato Limite di Danno (**SLD**) e lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**), come da § 7.11.1 delle NTC2018.

2.1.6.4 Valutazione per gli impianti

Ai sensi del capitolo 7.2.4 NTC2018, si dichiara che sono presenti alcuni impianti ma che non sono rilevanti per la progettazione della presente.

2.1.6.5 Modellazione e schemi statici

Le verifiche dei pali sono state eseguite attraverso foglio di calcolo redatto dal sottoscritto, considerando la sola portata laterale, quindi considerando la distribuzione del carico solo lungo il fusto del palo attraverso l'interazione tra palo e terreno che lo circonda.

Le verifiche del rilevato rinforzato con geogriglie, sono state condotte mediante foglio di calcolo redatto dal sottoscritto, e considerano tutte le verifiche interne di resistenza del sistema terreno-geogriglia e tutte le verifiche esterne del paramento rinforzato, il quale può ricondursi al comportamento di un muro di sostegno.

2.1.7 Condizioni e combinazioni di carico

Le combinazioni saranno esplicitate in ogni singola analisi o verifica.

2.1.8 Metodi di analisi e Criteri di verifica agli stati limite

Per i metodi di analisi utilizzati si faccia riferimento al §2.1.6.1 della presente.

Il rilevato è stato verificato ai seguenti Stati Limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - Stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR):
 - Verifica degli elementi di rinforzo
- SLE:
 - Eccessivi spostamenti del manufatto

Nel rispetto delle NTC2018 §6.8.2, per le verifiche di stabilità globale è stato utilizzata la combinazione 2, Approccio 1 (A2+M2+R2), mentre le rimanenti verifiche fanno riferimento all' Approccio 2 (A1+M1+R3) considerando gli opportuni coefficienti parziali per le azioni e i parametri geotecnici e per le resistenze globali.

Tutte le verifiche richieste dalle NTC2018 verranno svolte verificando $Ed < R_d$ come da §6.2.4.1 NTC2018.

Il dimensionamento del pacchetto stradale è stato effettuato conformemente alle CNR 178/95 in funzione del traffico, condizioni climatiche e categoria del sottofondo.

2.1.9 Risultati significativi e giudizio motivato di accettabilità

Si ritengono accettabili e significative tutte le verifiche che soddisfino la relazione $Ed < R_d$ come da §6.2.4.1 .

2.1.9.1 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Per le verifiche non sono stati utilizzati software di calcolo avanzati ma esclusivamente fogli Excel (vista la particolarità delle analisi) creati dal sottoscritto ed utilizzati costantemente nella pratica professionale. Ne consegue che ogni singolo calcolo e risultato sviluppato con foglio Excel contiene già al proprio interno la validazione.

2.1.10 Caratteristiche ed affidabilità del codice di calcolo

Programma SLOPE per verifiche di instabilità.

2.1.11 Aspetti geotecnici

La caratterizzazione dei terreni che costituiscono il pendio su cui andrà a realizzarsi il tratto stradale, possono descriversi da un estratto della relazione geologica del Dott. Geol. Fabio Fabbri:

“I dati litostratigrafici e geotecnici, trasferiti su sezioni geologiche ritenute le più significative ai fini dell’equilibrio statico, sono stati assunti assieme ai dati geofisici come sostanziali riferimenti per eseguire verifiche analitiche di stabilità. Queste ultime, condotte sia nelle condizioni attuali ante operam e sia in quelle di progetto. Nelle condizioni attuali, sono emersi fattori di sicurezza soddisfacenti che, nella maggior parte dei casi, si confermano anche nelle condizioni di progetto. La sezione B risulta quella potenzialmente più critica, con un fattore di sicurezza nello stato attuale superiore all’unità ma inferiori a quello minimo prescritto dalla normativa vigente in corrispondenza della Sezione B – Taglio 1 – Condizioni pseudostatiche ($F_s=1,08$). Tale riscontro prospettava, già in sede preliminare di verifica delle condizioni di stabilità del versante nelle condizioni ante operam, la necessità di introdurre nel progetto presidi strutturali stabilizzanti, considerando la connotazione strategica della strada e l’esigenza di incrementare adeguatamente i margini di sicurezza.”

Il sottoscritto ha proceduto al rinforzo del rilevato mediante geogriglie disposte a strati paralleli che fungano da sostegno al rilevato e da base per il riporto architettonico di terreno vegetale.

2.2 Modellazione e Verifiche

Nei paragrafi che seguono si andranno ad esplicitare tutti gli elementi utili a comprendere le verifiche eseguite delle

categorie principali in cui si può definire l’intervento:

- a. Rilevato rinforzato con geogriglie;
- b. Pavimentazione stradale.

2.2.1 Verifiche del rilevato rinforzato con geogriglie

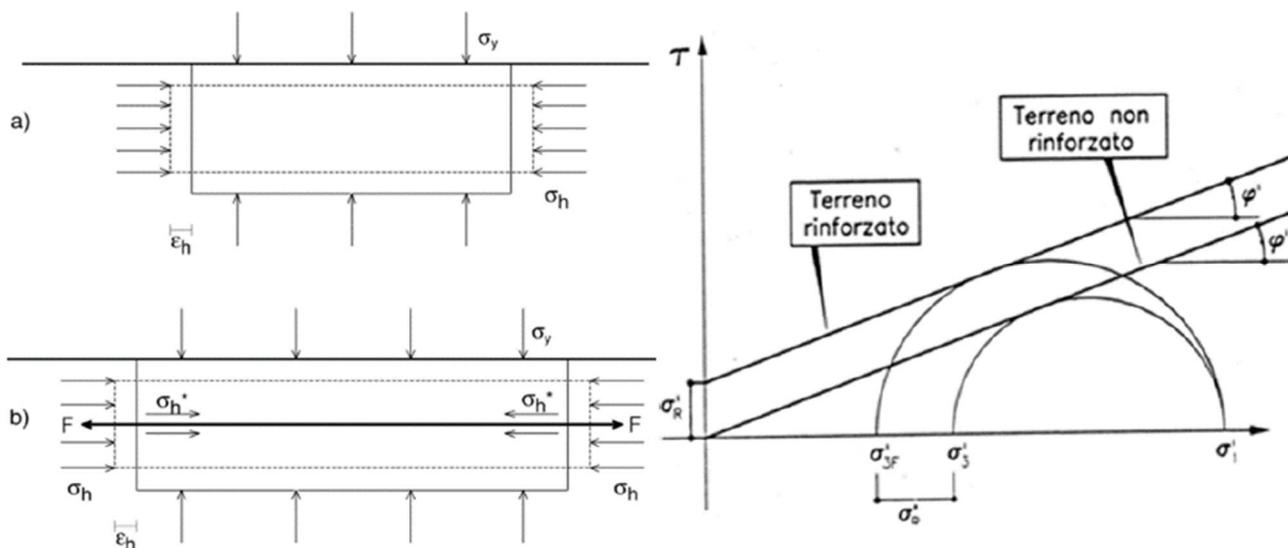
La terra rinforzata è una tecnica che consente di realizzare paramenti di terreno in grado di essere stabili con un angolo molto più elevato rispetto all’angolo d’attrito interno del materiale privo di alcun rinforzo. Le opere in terra rinforzata sono in genere usate per il contenimento e/o la stabilizzazione di scarpate, il ripristino di versanti, la realizzazione di argini di contenimento sia in ambito fluviale che in una discarica, ottenute abbinando il terreno con dei materiali di rinforzo.

L’organismo strutturale resistente è un mezzo bifase costituito da terreno di riporto granulare e materiale di rinforzo. Quest’ultimo è generalmente costituito da geogriglie in grado di resistere alle forze di trazione dovute a carichi agenti sul terreno. Pertanto, l’idea alla base della tecnica delle terre rinforzate è di sfruttare la resistenza a compressione e taglio del terreno e affidare la resistenza a trazione alle geogriglie di rinforzo. Le geogriglie sono inserite per strati orizzontali successivi all’interno del terreno e permettono di sviluppare per attrito uno stato tensionale di natura tangenziale che consente al nuovo sistema di sostenere dei livelli di sollecitazione ben superiori rispetto alle possibilità del solo terreno non rinforzato. Tale stato tensionale è dovuto all’effetto di incastro che si crea fra le celle della geogriglia e le particelle di terreno e che conferisce un elevato attrito fra il terreno e l’elemento di rinforzo.

Il meccanismo che si crea all'interno delle terre rinforzate può essere spiegato facendo riferimento alla figura sopra in cui sono rappresentati due elementi di terreno: uno senza rinforzo (a) e uno con rinforzo (b).

a) Lo sforzo verticale applicato σ_y determina una deformazione orizzontale ε_h (l'elemento si comprime verticalmente e si allunga orizzontalmente). La deformazione orizzontale è contrastata dal terreno adiacente che si comprime determinando lo sforzo orizzontale σ_h .

b) Come in (a) lo sforzo verticale applicato σ_y determina una deformazione orizzontale ε_h (l'elemento si comprime verticalmente e si allunga orizzontalmente). In questo caso, l'allungamento attiva la resistenza a trazione del rinforzo che reagisce assorbendo lo sforzo orizzontale σ_{h^*} . Pertanto il rinforzo riduce le deformazioni orizzontali e rende la struttura in grado di assorbire sforzi orizzontali più elevati.

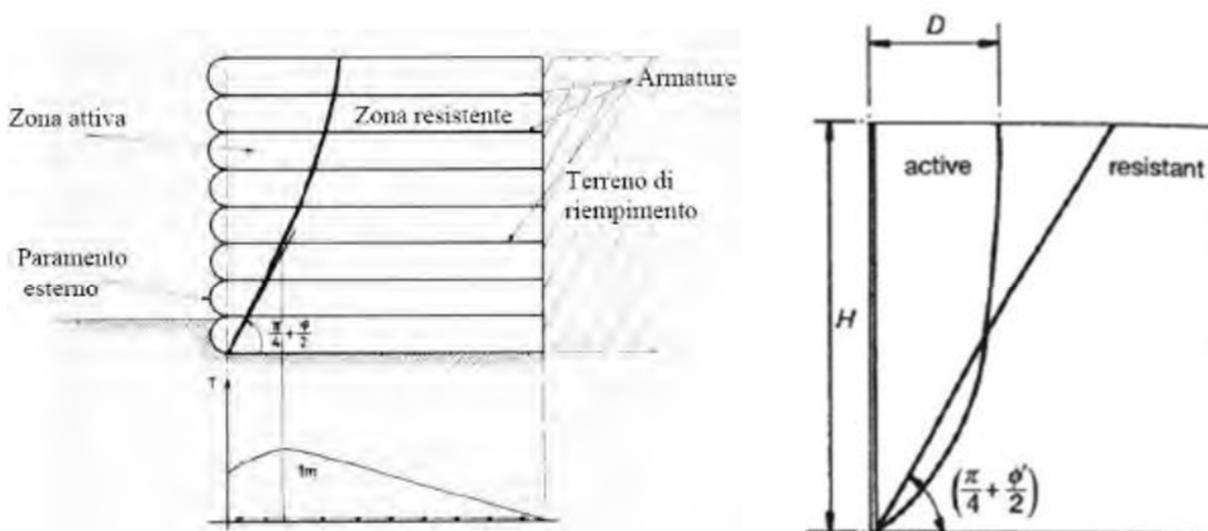


In sostanza, l'effetto del geosintetico è quello di conferire coesione al terreno, facendo traslare verso l'alto la retta di rottura alla Mohr-Coulomb.

Nella terra rinforzata si distinguono due zone di spinta, come evidenziato nelle figure successive:

- Zona di spinta attiva in prossimità del paramento,
- Zona di spinta passiva verso l'interno (zona resistente).

In zona di spinta attiva, le tensioni sul rinforzo sono dirette verso il paramento e il terreno tende a trascinare il rinforzo; in zona di spinta passiva sono dirette verso l'interno ed il terreno tende a trattenere il rinforzo. La trazione nei rinforzi è dunque massima in corrispondenza alla superficie del cuneo di spinta attiva.



Da dati sperimentali su muri in terra rinforzata a parete verticale si è osservato che la rottura del corpo solido avviene lungo superfici prossime alla spirale logaritmica che intercettano il piano orizzontale ad una distanza $D = 0,3 H$. Per semplificare i calcoli, spesso si approssima la spirale logaritmica con il cuneo di spinta attiva di Rankine che considera una zona attiva maggiore. Si deve prestare attenzione a tale semplificazione in quanto la lunghezza attiva nella parte superiore della terra rinforzata sarà maggiore (a favore di sicurezza), e nella parte inferiore a leggermente inferiore (a sfavore di sicurezza).

Le verifiche condotte sono così suddivise:

- VERIFICHE INTERNE combinazione A1+M1+R3
 1. VERIFICA A SCIVOLAMENTO (DIRECT-SLIDING)
 2. VERIFICA A SFILAMENTO (PULL-OUT)
 3. VERIFICA RESISTENZA DEI RINFORZI
 4. VERIFICA DEL RISVOLTO
- VERIFICHE ESTERNE
 1. VERIFICA A SCORRIMENTO combinazione A1+M1+R3
 2. VERIFICA A RIBALTAMENTO combinazione A1+M1+R3
 3. VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE SOTTOFONDO combinazione A1+M1+R3
 4. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE combinazione A2+M2+R2

Si fa riferimento alle prescrizioni dell'NTC18. Nelle tabelle seguenti sono illustrati i coefficienti di sicurezza da applicare sulle azioni, sui parametri caratteristici dei terreni e sulla resistenza globale.

Tab. 6.2.I NTC2018- coefficienti Parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

		EQU	A1	A2
permanenti strutturali γ_{g1}	favorevole	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole	1,10	1,30	1,00
permanenti portati γ_{g2}	favorevole	0,80	0,80	0,80
	sfavorevole	1,50	1,50	1,30
accidentali γ_q	favorevole	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	1,50	1,50	1,30

Tab. 6.2.II NTC2018- coefficienti Parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	COEFF. PARZIALE γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi'$	$\gamma_{\Phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_u	γ_{c_u}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Tab. 6.5.I NTC2018 - coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli SLU di muri di sostegno

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1,4$
Scorrimento	$\gamma_R=1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R=1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R=1,4$

Per quanto riguarda la resistenza a trazione di progetto T_{rd} del geosintetico, è calcolata dividendo T_{rk} per vari coefficienti di sicurezza che risultano molto variabili a seconda della normativa di riferimento adottata. In generale, gli aspetti che tali coefficienti di sicurezza tengono in considerazione sono i seguenti:

- Danneggiamento dovuto all'installazione (punzonamento o abrasione);
- Creep;
- Degradamento chimico;
- Degradamento biologico;
- Riduzione della resistenza nelle giunzioni (la prova a trazione viene fatta su un campione che contiene almeno una giunzione all'interno)

	T_r (kN/m)	Coeff. Di attrito eq. Per sfilamento f_b	Coeff. di attrito eq. Per scorrimento f_{ds}
Geogriglia PET-PVC-O 200/200	120	0,64	0,69

		FS
Fattore riduttivo per creep	RFCR 120 anni	1,42
Fattore riduttivo per installazione prodotto	RFDI	1,15
Fattore riduttivo per durabilità	RFD (PH)	1,15
Coeff. Parziale suc. NTC2018	γ_R	1,1
Coeff. Geosintetico		2,07

T_{rd} (kN/m)	58,09
-----------------	--------------

VERIFICHE INTERNE

Le verifiche interne analizzano i possibili meccanismi di collasso che possono coinvolgere integralmente o parzialmente il terreno rinforzato. Per fare questo è necessario determinare le caratteristiche dei rinforzi geosintetici da inserire, in termini di spaziatura, lunghezza e resistenza a trazione richiesta affinché il sistema risulti stabile.

Queste verifiche consentono il dimensionamento delle lunghezze delle geogriglie di rinforzo.

Per lo svolgimento delle verifiche si assumono i parametri elencati nella tabella seguente.

s_v (m)	0,48	Interasse verticale
s_h (m)	1	Interasse orizzontale (= 1 m per rinforzo continuo)
$45^\circ + \Phi' / 2$ (°)	62,50	Angolo rispetto all'orizzontale del cuneo di sinta (teoria di Rankine)
a (m)	10	Lunghezza di distribuzione del carico q sulla terra rinforzata
b (m)	0	Lunghezza non caricata calcolata dall'estremità superiore della terra rinforzata
θ (°)	65	Angolo di inclinazione del paramento
$K_{a,d}$	0,27	Coefficiente di spinta attiva di progetto (teoria di Rankine)
$\gamma_m \cdot \gamma_v$	19,0	Peso medio del terreno

Il coefficiente di spinta di Rankine è calcolato con la seguente espressione:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \Phi' / 2)$$

- *Analisi dello stato tensionale*

Per quanto riguarda la tensione verticale, alla generica profondità z nel caso di sovraccarico al piano campagna e paramento con inclinazione maggiore di $\theta = 63^\circ$, le due possibili formule di calcolo sono:

$$\sigma_v = \frac{\gamma z L + q'(L - x)}{L} \quad \text{se } (L - x) < a'$$

$$\sigma_v = \frac{\gamma z L + q' a'}{L} \quad \text{se } (L - x) > a'$$

z è la quota a cui è presente l'elemento di geogriglia;

$a' = a + z$ è l'area di carico;

$b' = z / \tan \theta$;

$q' = q * a / a'$ è il carico a quota z ;

$x = b + b' - z / 2$ è la distanza del paramento dall'area di carico;

L è la lunghezza del rinforzo.

La tensione orizzontale alla generica profondità z , nel caso di sovraccarico al piano campagna e paramento con inclinazione $\theta = 63^\circ$ è:

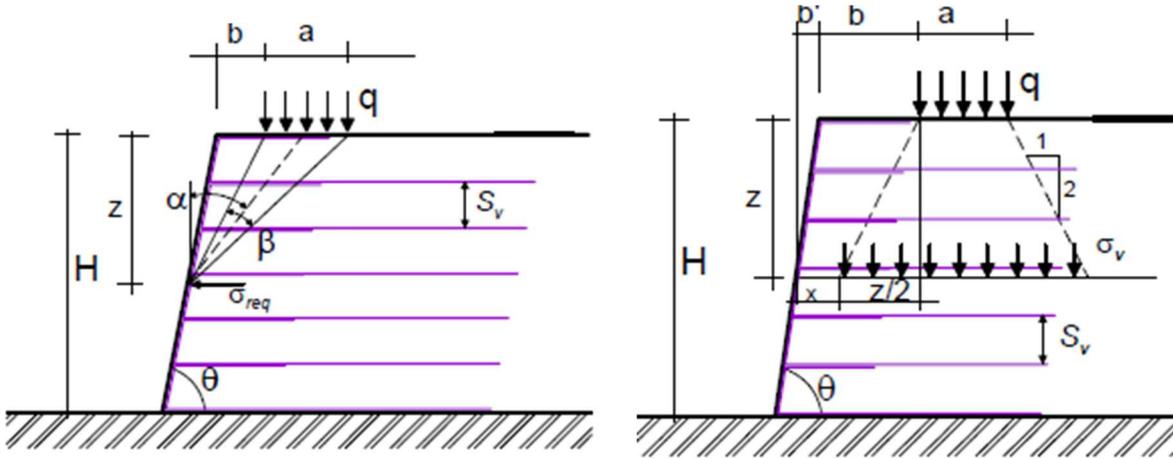
$$\sigma_{req} = \sigma_h = \gamma z K_a + M \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

$$\beta = \arctan \frac{a+b+b'}{z} - \arctan \frac{b+b'}{z} \text{ in radianti};$$

$$\alpha = \arctan \frac{b+b'}{z} + \beta / 2 \text{ in radianti};$$

$$M = 1,4 - \frac{0,4b}{0,14H} = 1,4 \geq 1;$$

Il significato dei parametri è illustrato nell'immagine seguente.



- *Verifica a trazione*

Si confronta la resistenza a trazione di progetto con la resistenza T_i su ogni strato di geosintetico ad altezza z :

$$T_{Rd,t} \leq T_{i-SLU} = \sigma_h \cdot s_h \cdot s_v \quad \text{con} \quad \sigma_h = \gamma \cdot z \cdot K_a + M \cdot \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

In tal modo si verifica anche che la spaziatura ipotizzata tra due strati di geosintetico sia sufficiente per impedire la rottura a trazione del rinforzo. Come si evince dalla tabella successiva, la verifica è ampiamente soddisfatta per ogni rinforzo.

- *Lunghezze di ancoraggio, di rinforzo e di risvolto*

La lunghezza totale dell' i -esimo rinforzo è calcolata come somma della lunghezza di ancoraggio, della lunghezza di rinforzo e della lunghezza del risvolto: $L = L_{bi} + L_{ci} + L_{ri}$

La lunghezza di ancoraggio L_{bi} si calcola con l'equazione seguente:

$$L_{bi} = T_i / (2W_r \cdot \sigma_v \cdot \alpha_b \cdot \tan \Phi')$$

W_r è la larghezza longitudinale del rinforzo, (=1 per elementi continui); T_i è l'azione sull' i -esimo rinforzo; σ_v è la tensione verticale normale al piano del rinforzo; α_b è il coefficiente di sfilamento o di aderenza; Φ' è l'angolo di interfaccia terreno-geosintetico.

La lunghezza di rinforzo L_{ci} è quella che ricade nella zona attiva di Rankine; si calcola nel modo seguente:

$$L_{ci} = (H - z) / \tan(45 + \Phi'/2) - (H - z) / \tan \theta$$

La lunghezza del risvolto L_{ri} serve a impedire lo sfilamento e si ricava ipotizzando che al massimo il rinforzo assume metà della spinta orizzontale alla profondità z dell' i -esimo rinforzo:

$$L_{ri} = T_i / (4 \cdot W_r \cdot \sigma_v \cdot \alpha_b \cdot \tan \Phi') = L_{bi} / 2$$

- *Verifiche a scivolamento e a rottura interna*

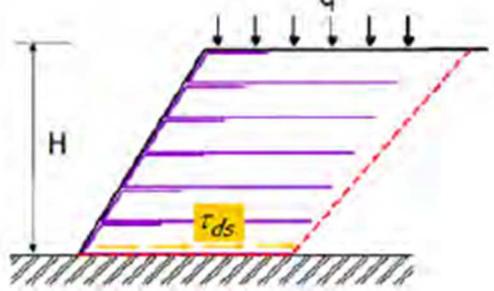
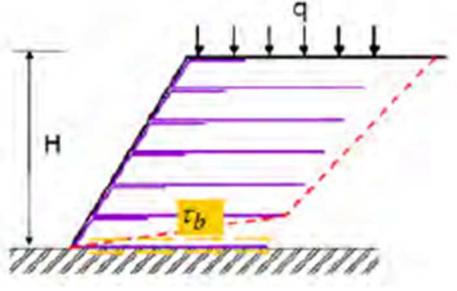
Si determina la lunghezza del rinforzo di base affinché non si abbia scorrimento alla base né instabilità per rottura interna.

Nella verifica a scorrimento, la spinta data dal sovraccarico q è contrastata dall'attrito tra il terreno e il geosintetico. A differenza della verifica a sfilamento, dove si considerano per l'equilibrio tutte e due le facce del rinforzo collaboranti, si tiene in conto di un'unica faccia resistente, quella tra rinforzo e terreno sovrastante, che genera delle tensioni tangenziali contro lo scorrimento.

La verifica a rottura interna è simile alla precedente ma qui si considerano entrambe le facce del rinforzo. Per questo motivo la verifica a scorrimento è sempre più gravosa rispetto a quella per rottura interna.

La spinta attiva è stata calcolata con la seguente espressione, in cui K_a fa riferimento sempre alla teoria di Rankine:

$$P_a = 0,5 \cdot \gamma_{dry} \cdot H^2 \cdot K_a + q \cdot H \cdot K_a$$

<u>Verifica a scorrimento</u>	<u>Verifica a rottura interna</u>
	
$P_a \leq L_{rds} \tau_{ds}$ <p>...da cui:</p> $L_{rds} \geq \frac{P_a}{\tau_{ds}}$ <p>Lo sforzo di taglio sulla superficie del rinforzo dovuto allo scorrimento vale:</p> $\tau_{ds} = \sigma_{vb} \alpha_{ds} \tan \phi'$	$P_a \leq L_{rb} 2 \tau_b$ <p>...da cui:</p> $L_{rb} \geq \frac{P_a}{2 \tau_b}$ <p>Lo sforzo di taglio sulla superficie del rinforzo dovuto allo sfilamento vale:</p> $\tau_b = \sigma_{vb} \alpha_b \tan \phi'$

Queste due verifiche sono state usate per ricavare per ogni rinforzo la lunghezza necessaria ad evitare scorrimento e rottura interna.

VERIFICHE ESTERNE

Le terre rinforzate sono considerate opere di sostegno e pertanto devono essere previste le verifiche caratteristiche di queste tipologie di opere.

- *Verifica a ribaltamento*

$$(M_{STAB}((G; Q)/\gamma_{R3}) \geq M_{INSTAB}(P_A)$$

La verifica a ribaltamento consiste nel confrontare i momenti instabilizzanti agenti sulla struttura con i momenti stabilizzanti.

La verifica è eseguita con la combinazione A1+M1+R3. Le forze instabilizzanti sono la spinta orizzontale dovuta al peso proprio del terreno (S_t) e la spinta orizzontale dovuta al carico applicato in sommità (S_q). Le forze stabilizzanti sono il peso della terra rinforzata (G_1+G_2) e la forza verticale del carico in sommità (Q). I momenti si ottengono moltiplicando le spinte per i rispettivi bracci calcolati rispetto al piede della terra rinforzata.

- *Verifica a scorrimento*

$$(F_{STAB}((G; Q) \cdot \tan \delta))/\gamma_{R3} \geq F_{INSTAB}(P_A)$$

La verifica a scorrimento consiste nel confrontare le spinte orizzontali instabilizzanti agenti sulla struttura con la forza resistente dovuta all'attrito alla base. La verifica è eseguita secondo la combinazione A1+M1+R3. Le forze instabilizzanti sono la spinta orizzontale dovuta al peso proprio del terreno (S_t) e la spinta orizzontale dovuta al carico applicato in sommità (S_q). La forza stabilizzante è data dalla somma delle azioni verticali (G_1+G_2+Q) moltiplicate per il coefficiente di attrito alla base.

- *Verifica della capacità portante*

Si è adottata la teoria di Terzaghi.

- *Verifica della stabilità globale*

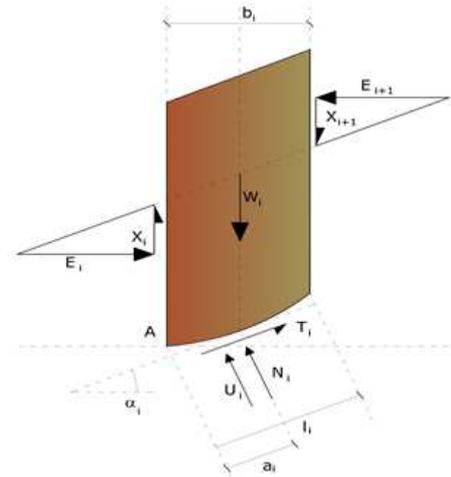
Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \phi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \phi_i} / F}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

2.2.2 Dimensionamento della sovrastruttura stradale

Quale supporto del dimensionamento e della verifica delle pavimentazioni bituminose flessibili all'interno del piano di lottizzazione in esame, si è utilizzato il catalogo delle pavimentazioni stradali a cura del Consiglio Nazionale delle Ricerche B.U. n. 178 del 15 settembre 1995.

Il Codice della Strada classifica le strade in sei diverse tipologie, ognuna delle quali è individuata da una lettera che va da A ad F. Tra queste strade e quelle previste attualmente dalle Norme CNR B.U. n. 60/78 e 78/80, ai fini della redazione del presente Catalogo, si è stabilita la corrispondenza riportata in Tabella 1.

NUOVO CODICE DELLA STRADA	NORME CNR
A) Autostrade extraurbane " urbane	Strade tipo I e II Strade primarie
B) Strade extraurbane principali	Strada tipo III
C) Strade extraurbane secondarie	Strada tipo IV, A, V, VI e B
D) Strade urbane di scorrimento	Strade urbane di scorrimento
E) Strade urbane di quartiere	Strade urbane di quartiere
F) Strade extraurbane locali " urbane locali	Strada tipo C Strade urbane locali

Tabella 1 - Classificazione delle strade secondo il Nuovo Codice delle Strade e le Norme CNR

Il Catalogo presenta schede per ognuna delle categorie di strada del Nuovo Codice, con esclusione delle strade extraurbane locali per l'atipicità del traffico che può interessarle (strade agricole, forestali, ecc.) Sono state inoltre considerate a parte, tra le strade extraurbane secondarie, quelle cosiddette "turistiche" (per essere caratterizzate da un traffico prevalentemente di autovetture) e, nell'ambito urbano, le corsie preferenziali per i mezzi pubblici.

Per la composizione del traffico previsto su ciascun tipo di strada sono stati assunti degli spettri tipici di veicoli commerciali (massa complessiva ≥ 3 t).

Tab. 2 - Tipi di veicoli commerciali, numero di assi, distribuzione dei carichi per asse.

Tipo di veicolo	N° Assi	Distribuzione dei carichi per asse in KN					
1) autocarri leggeri	2	↓10	↓20				
2) " "	"	↓15	↓30				
3) autocarri medi e pesanti	"	↓40	↓80				
4) " " "	"	↓50	↓110				
5) autocarri pesanti	3	↓40	↓80	↓80			
6) " "	"	↓60	↓100	↓100			
7) autotreni e autoarticolati	4	↓40	↓90	↓80	↓80		
8) " "	"	↓60	↓100	↓100	↓100		
9) " "	5	↓40	↓80	↓80	↓80	↓80	
10) " "	"	↓60	↓90	↓90	↓100	↓100	
11) " "	"	↓40	↓100		↓80	↓80	↓80
12) " "	"	↓60	↓110		↓90	↓90	↓90
13) mezzi d'opera	"	↓50	↓120		↓130	↓130	↓130
14) autobus	2	↓40	↓80				
15) "	2	↓60	↓100				
16) "	2	↓50	↓80				

In tabella 2 si riportano i tipi di veicoli considerati e i loro carichi per asse, mentre in tabella 3 è indicata la loro frequenza, espressa in percentuale, sul totale dei mezzi commerciali.

Tab. 3 - Tipici spettri di traffico di veicoli commerciali per ciascun tipo di strada.

Tipo di strada	Tipo di veicolo															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1) autostrade extraurbane	12.2	----	24.4	14.6	2.4	12.2	2.4	4.9	2.4	4.9	2.4	4.9	0.10	----	----	12.2
2) " urbane	18.2	18.2	16.5	----	----	----	----	----	----	----	----	----	1.6	18.2	27.3	----
3) strade extr. principali e secondarie a forte traffico	----	13.1	39.5	10.5	7.9	2.6	2.6	2.5	2.6	2.5	2.6	2.6	0.5	----	----	10.5
4) strade extraurb. second. ordin.	----	----	58.8	29.4	----	5.9	----	2.8	----	----	----	----	0.2	----	----	2.9
5) " extr. second.-turistiche	24.5	----	40.8	16.3	----	4.15	----	2	----	----	----	----	0.05	----	----	12.2
6) " urbane di scorrimento	18.2	18.2	16.5	----	----	----	----	----	----	----	----	----	1.6	18.2	27.3	----
7) " " di quartiere e locali	80	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	20	----	----
8) corsie preferenziali	----	----	---	----	----	----	----	---	----	----	----	----	----	47	53	----

Il traffico che le sovrastrutture di catalogo possono sopportare è espresso in numero complessivo di passaggi di veicoli commerciali transitanti sulla corsia più caricata. I livelli di traffico previsti sono riportati in tabella 4.

Tab. 4 - Livelli di traffico sulla corsia più caricata.

Livello di traffico	Numero di veicoli commerciali
1°	400.000
2°	1.500.000
3°	4.000.000
4°	10.000.000
5°	25.000.000
6°	45.000.000

Di questi sei livelli di traffico soltanto alcuni interessano effettivamente un determinato tipo di strada, come si evince dalle schede in seguito riportate.

2.2.2.1 Sottofondo

Il parametro scelto per caratterizzare la portanza del sottofondo è il "modulo resiliente" M_r di progetto, valutabile sulla base di prove sperimentali utilizzando la norma AASHTO T274-82 ed assunto in questa fase cautelativamente pari a $M_r=30$ MPa

A tale riguardo vengono riportate a seguire delle note in merito alla correlazione fra il M_r e il M_d .

Sono state considerate tre categorie di terreno di sottofondo di buona, media e scarsa portanza rappresentate dai valori del modulo resiliente M_r riportati in tabella 5.

Tab. 5 - Modulo resiliente del sottofondo

$M_r = 150 \text{ N/mm}^2$ (*)
$M_r = 90 \text{ N/mm}^2$ (**)
$M_r = 30 \text{ N/mm}^2$ (***)

(*) CBR = 15% , K = 100 KPa/mm - (**) CBR = 9% , K = 60 KPa/mm - (***) CBR = 3% , K = 20 KPa/mm

2.2.2.2 Condizioni climatiche

I dimensionamenti delle pavimentazioni di catalogo CNR 175/95 si riferiscono a condizioni climatiche differenti secondo il tipo di sovrastruttura per tener conto della diversa sensibilità delle varie soluzioni alle variazioni di temperatura.

	TEMPERATURA MEDIA STAGIONALE DELL'ARIA(°C)	MEDIA STAGIONALE ESCURSIONE TERMICA GIORNALIERA (°C)	RADIAZIONE SOLARE MEDIA STAGIONALE (Kcal/m ² ,d)	VELOCITA' DEL VENTO MEDIA ANNUA (km/h)
INVERNO	4.5	6	2718	13
PRIMAVERA	11.5	7.5	5785	
ESTATE	22.0	10.6	3547	
AUTUNNO	14.0	8.3	6507	

Tabella 6 - Condizioni climatiche di progetto per le sovrastrutture flessibili e semirigide (rappresentatività territoriale 50% dell'Italia centrale) - Valide per altitudini inferiori a 1000 m

Per la pavimentazione flessibile scelta per l'intervento in oggetto si fa riferimento alle condizioni climatiche medie che si verificano nell'Italia Centrale, tabella 6, tenendo conto che in effetti situazioni climatiche diverse non comportano sensibili differenze nella durata per il fenomeno di compensazione che si manifesta tra la resistenza a fatica dei materiali bituminosi, al variare della temperatura, e le deformazioni imposte dai carichi.

2.2.2.3 Caratteristiche dei materiali

Le principali caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali impiegati nelle sovrastrutture di Catalogo (conglomerati bituminosi per strati di usura, di collegamento e di base, misti granulari non legati, misti cementati e conglomerati cementiti), sono riportate in tabella 8. In particolare la granulometria delle miscele bituminose è contenuta nei fusi riportati nelle figure 3, 4 e 5.

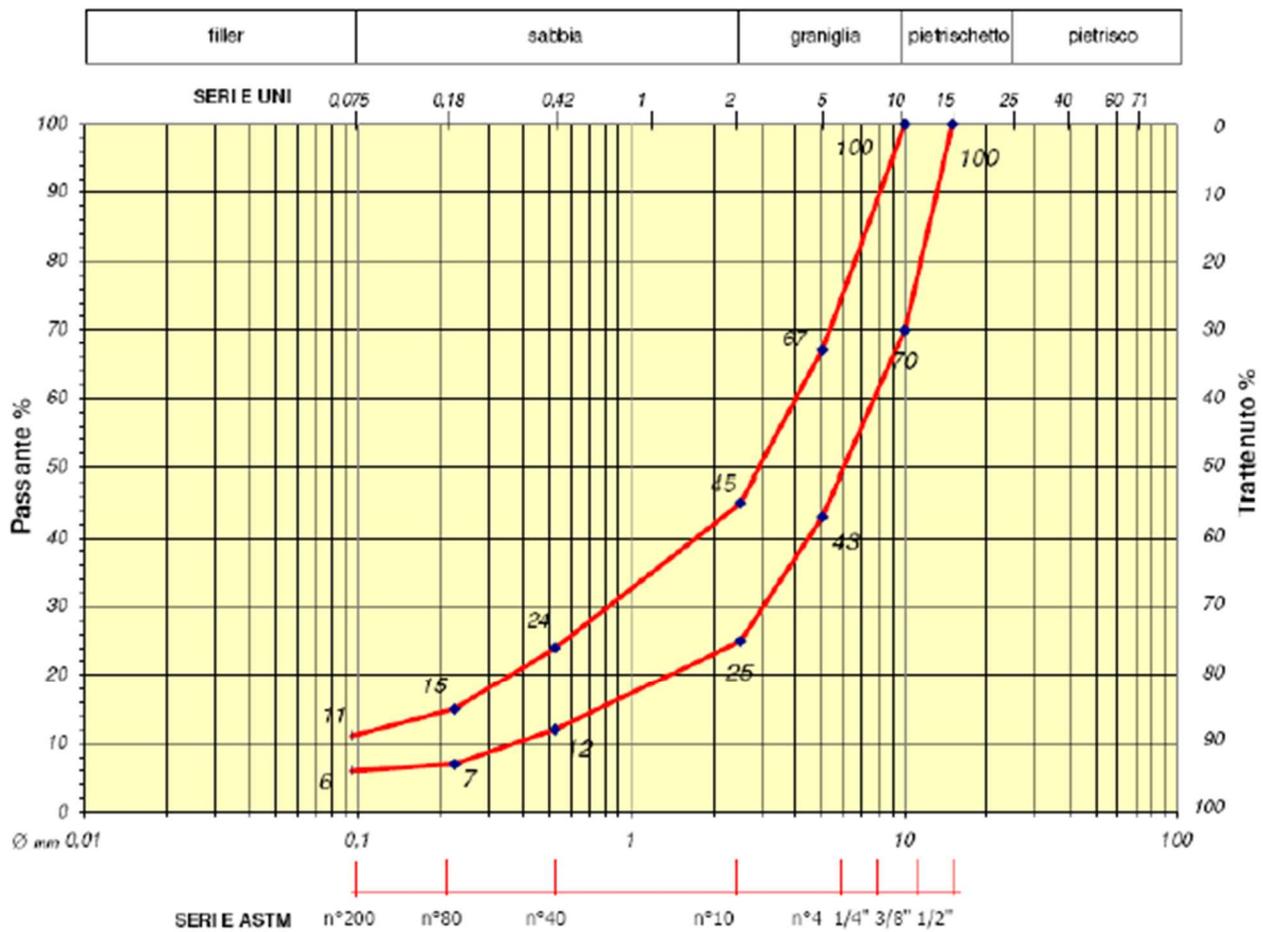


Figura 3- Fuso granulometrico per strato di usura

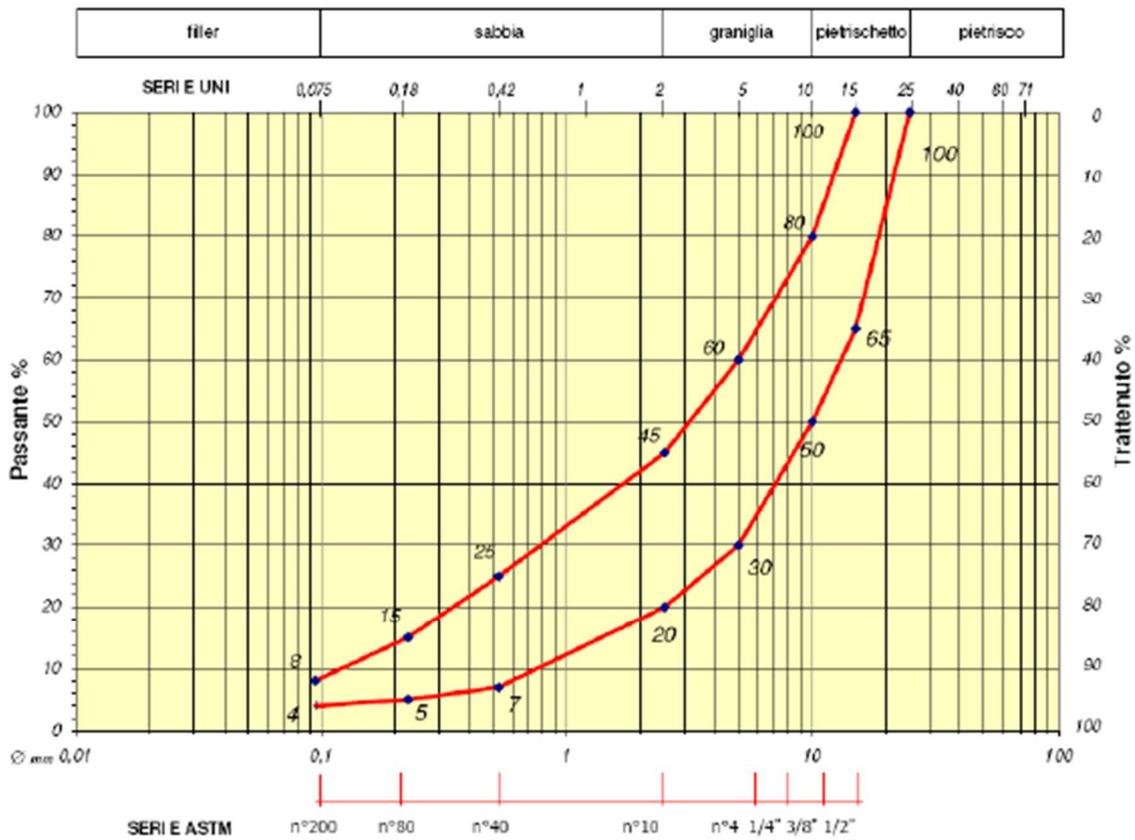


Figura 4 - Fuso granulometrico per strato di collegamento

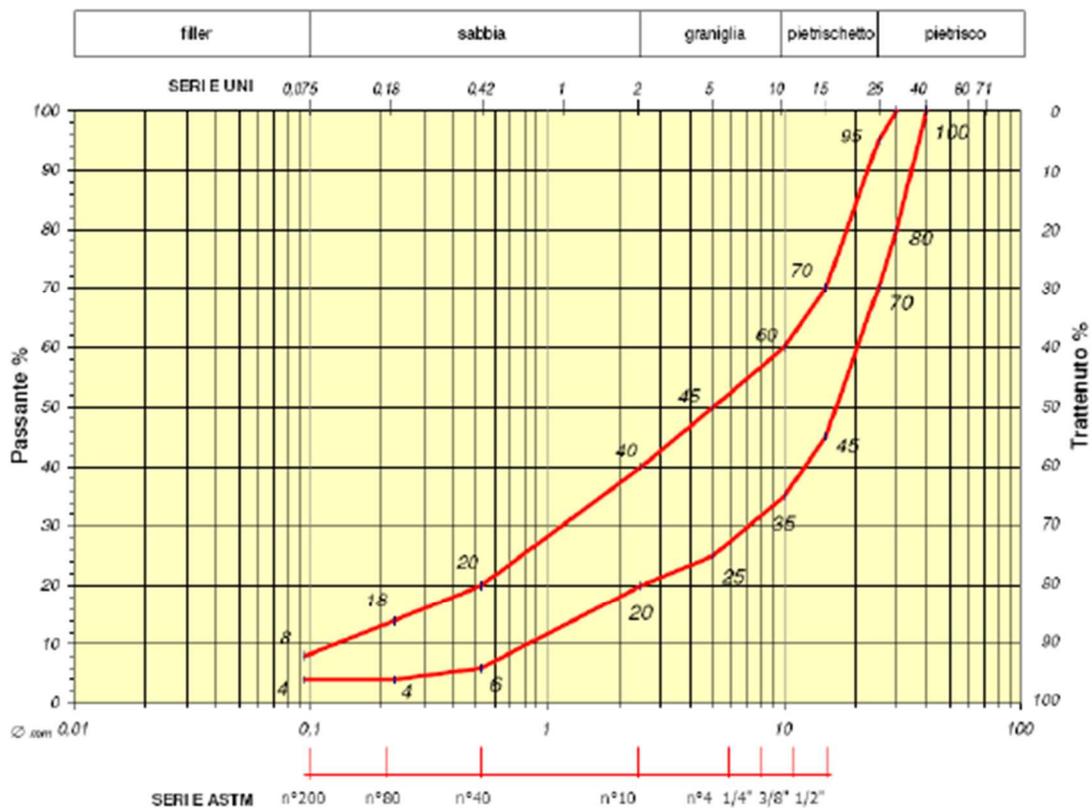


Figura 5 - Fuso granulometrico per strato di base

Tab. 8 - Caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali

Conglomerato bituminoso per strato di usura						
traffico (1)	granulometria (2)	bitume (%)	stabilità Marshall (75 colpi) (Kg) (daN)		rigidezza Marshall (Kg/mm)	vuoti residui Marshall (%)
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%						
Conglomerato bituminoso per strato di collegamento						
traffico (1)	granulometria (2)	bitume (%)	stabilità Marshall (75 colpi) (Kg) (daN)		rigidezza Marshall (Kg/mm)	vuoti residui Marshall (%)
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%						
Conglomerato bituminoso per strato di base						
traffico (1)	granulometria (2)	bitume (%)	stabilità Marshall (75 colpi) (Kg) (daN)		rigidezza Marshall (Kg/mm)	vuoti residui Marshall (%)
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%						
Misto granulare non legato						
CBR (dopo 4gg di immersione in acqua)			CBR ≥ 30%			
Densità (rispetto alla densità AASHTO modificata)			≥ 98%			
Misto cementato			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			$2,5 \leq \sigma_{cm} \leq 4,5 \text{ N/mm}^2$		$4,0 \leq \sigma_{cm} \leq 7,0 \text{ N/mm}^2$	
Conglomerato cementizio						
Resistenza media a trazione per flessione			$f_{ctm} = 5,5 \text{ N/mm}^2$ (*) (*)		$f_{ctm} = 4,0 \text{ N/mm}^2$ (**) (*)	
Modulo elastico			$E = 47000 \text{ N/mm}^2$ (*)		$E = 34000 \text{ N/mm}^2$ (**)	
Coefficiente di Poisson			$\nu = 0,2$ (*)		$\nu = 0,2$ (**)	

(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/mm^2 .

L'eventuale ricorso a materiali diversi da quelli previsti nelle sovrastrutture di Catalogo è fortemente raccomandato per incentivare l'uso di materiali locali o di risulta. In tal caso, lo spessore degli strati dovrà essere determinato in funzione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali disponibili.

2.2.2.1 Scheda di catalogo CNR

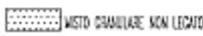
Si riporta di seguito la tabella inerente alla categoria di strada in oggetto.

N. 7F Modulo resiliente del sottorondo	STRADE URBANE DI QUARTIERE E LOCALI					
	Numero di passaggi di veicoli commerciali					
	400.000	1.500.000	4.000.000	10.000.000	25.000.000	45.000.000
150 N/mm ²						
90 N/mm ²						
30 N/mm ²						

TRAFFICO NON PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA



CONCRETO BITUMINOSO PER STRATO DI USURA
CONCRETO BITUMINOSO PER STRATO DI COLLEGAMENTO
CONCRETO BITUMINOSO PER STRATO DI BASE



MISTO GRANULARE NON LEGATO

NELLE SEZIONI SONO INDICATI IN CM.

Per la definizione del pacchetto stradale di progetto, secondo le schede del Catalogo delle Pavimentazioni del CNR 178/95, sono state utilizzati i seguenti dati:

- la strada in esame si può classificare come tipologia “F – Strade urbane locali” per il Nuovo Codice della Strada, corrispondente alla tipologia “7 – Strade urbane locali” nel catalogo del CNR;
- la pavimentazione di progetto è di tipo flessibile;
- come numero di passaggi di veicoli commerciali, vista la situazione di flusso riscontrata, si considera a favore di sicurezza visto l’ampio afflusso turistico un valore di 4.000.000 passaggi di veicoli;
- il progetto richiede un piano di posa del rilevato stradale con modulo di deformazione $M_d \geq 150 \text{ daN/cm}^2$ corrispondente al modulo resiliente $M_R \geq 30 \text{ N/mm}^2$ e al modulo di reazione $k > 2 \text{ daN/cm}$;

nel caso in cui il terreno esistente, oggetto di preventiva escavazione, non garantisca una portanza di valore minimo richiesto, verrà effettuata un’adeguata bonifica per renderlo idoneo;

La stratigrafia che si ottiene dal Catalogo delle Pavimentazioni del CNR (evidenziata in rosso

nell’immagine sopra riportata della scheda n. 7F) è la seguente:

- strato di base spessore 9 cm
- strato di collegamento (binder) spessore 5 cm
- tappeto di usura spessore 5 cm

per uno spessore totale pari a 19 cm.

Lo strato in misto granulare non legato, sarà pari a 35 cm da disporre al di sotto della sovrastruttura stradale.

Il pacchetto stradale utilizzato al di sopra del rilevato sarà complessivamente pari a 54 cm. Vedi DET.A dell'elaborato grafico *S03_Sezione e Dettagli:progetto*, allegato alla presente.

2.3 Relazione sulle opere di mitigazione

Le opere di mitigazione previste a compensazione per la realizzazione della nuova strada di accesso e della sua diramazione verso Cà Merlucci, si svilupperanno nello spazio compreso tra i due rami e a valle e a monte dei due tracciati previsti, occupando aree di spessori variabili.

Le aree da occupare con vegetazione si determinano con forme che si adattano alla conformazione morfologica del terreno assumendo un andamento del limite a mezzaluna nella porzione più a valle e spanciato nella porzione a monte. Lo spazio contenuto tra la strada di accesso al borgo e quella di accesso a Cà Merlucci sarà saturato dalla vegetazione.

L'area interessata dall' impianto di nuova vegetazione, comprende l'area di intervento per la realizzazione della strada e una fascia più ampia per fornire un risarcimento vegetale anche nella zona che sarà interessata dal cantiere per una superficie complessiva di circa 5900 mq. In questa porzione saranno messi a dimora 593 esemplari.

Per dare la massima garanzia di attecchimento e le migliori condizioni per lo sviluppo alle piante, l'impianto è di tipo forestale: si prevede l'utilizzo di semenzali in fitocella e di un sesto di impianto a file alternate con cadenza ogni tre metri.

Le piante di nuova immissione sono state individuate sulla base di una ricognizione sul campo che ha evidenziato specie autoctone o naturalizzate già presenti in loco. Le specie scelte saranno distribuite su tre fasce da valle verso monte: a valle sarà messa a dimora una selezione di specie autoctone che compongono i boschi locali, nella fascia intermedia, specie che compongono i preboschi; verso monte, una selezione di specie presenti negli arbusteti dell'area limitrofa a quella di progetto.

Nell'area a valle di circa 1330 metri quadri, saranno messi a dimora 66 esemplari di *Ostrya carpinifolia*, 58 di *Quercus pubescens* e 75 di *Acer campestre*, per un totale di 199 esemplari. Nella fascia di prebosco (area intermedia) 73 esemplari di *Fraxinus ornus*, 43 di *Sorbus aucuparia*, 49 di *Tamarix gallica*, 57 di *Pyrus piraster* per un totale di 222 esemplari. La fascia dell'arbusteto sarà composta da 56 esemplari di *Spartium junceum*, 55 di *Cornus sanguinea*, 75 di *Lonicera* e 62 di *Rosa canina*. Tutta la superficie di intervento sarà seminata con un miscuglio di *Lotus corniculatus*, *Festuca arrundinata*, *Dactylis glomerata*, *Trifolium repens*, *Artemisia cretacea*.