



ERSI ABRUZZO
Ente Regionale per il
Servizio Idrico Integrato

**SERVIZI DI PROGETTAZIONE DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA,
PROGETTAZIONE DEFINITIVA E PROGETTAZIONE ESECUTIVA, CON
COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE,
DIREZIONE E CONTABILITA' LAVORI E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA
IN FASE DI ESECUZIONE PER I LAVORI DI ADEGUAMENTO DELLE
INFRASTRUTTURE DEL SERVIZIO DI FOGNATURA E DEPURAZIONE IN ALCUNI
SUB AMBITI DELL'E.R.S.I. ABRUZZO**

Masterplan per l'Abruzzo – Patto per il Sud – Codice Intervento PSRA/36

PSRA/36-03
ADEGUAMENTO IMPIANTO DI DEPURAZIONE E
COLLETTORE FOGNARIO DI CASOLI (CH)

CUP E29B20000010006

Progettista: R.T.P. tra
(Mandataria)



(Mandanti)



Ing. Eleonora Sablone, Ing. Flavio Odorisio,
Geologo Dott. Domenico Pellicciotta,
Archeologo Dott.ssa Martina Pantaleo

Ente Appaltante:

Ersi Abruzzo - Ente Regionale per il Servizio Idrico Integrato

Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Alessandro Antonacci

Responsabile di Contratto
Ing. Conny Di Giuseppe

Responsabile Integrazione
delle prestazioni specialistiche
Ing. Berardo Giangiulio

Responsabili Progettazione
Opere impiantistiche IA.01
Ing. Riccardo Isola
Ing. Evandro Serafini

Responsabili Progettazione
Opere strutturali S.03
Ing. Paolo Boasso
Ing. Simone Sciarra

Responsabili Progettazione
Opere idrauliche D.04
Ing. Vincenzo Ciccarelli
Ing. Giovanni Peduzzi

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA
ELABORATI SPECIALISTICI
RELAZIONE SULLE OPERE CIVILI

Elaborato n°:	Codice elaborato:	Scala
3.4	854CFTE03040000_00	-

Rev.	DATA	DESCRIZIONE/MODIFICA	REDATTO DA:	VERIFICATO DA:	APPROVATO DA:
00	Maggio 2022	PRIMA EMISSIONE	Ing. Alessia Pellicciotta	Ing. Riccardo Isola	Ing. Berardo Giangiulio

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	6
3.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO AREALE	6
3.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO DI DETTAGLIO.....	7
4	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	9
4.1	VITA NOMINALE.....	9
4.2	CLASSE D'USO.....	10
4.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	10
4.4	STATI LIMITE	11
4.4.1	Stati Limite Ultimi	12
4.4.2	Stati Limite di Esercizio	12
4.5	AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	18
4.5.1	Classificazione delle azioni.....	18
4.5.2	Combinazione delle azioni	19
4.5.3	Valutazione delle azioni del vento.....	21
4.5.4	Valutazione delle azioni della neve	21
4.5.5	Valutazione dell'azione sismica	22
5	MATERIALI	29
5.1	CALCESTRUZZO STRUTTURALE	29
5.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO.....	31
5.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA	32
6	UNITÀ DI PROGETTO	33
6.1	NUOVO VANO DI ARRIVO, SGHIAIATURA E GRIGLIATURA.....	33

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce al Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica degli interventi funzionali al superamento delle criticità del sistema fognario e depurativo del paese di Casoli (CH).

La relazione è così articolata:

1. Il **Capitolo 2** illustra la normativa di riferimento
2. Il **Capitolo 3** Inquadramento geologico e geomorfologico
3. Il **Capitolo 4** Sicurezza e prestazioni attese, illustra i caratteri principali delle strutture e del sito con i quali saranno poi definite le azioni di progetto. Nello specifico si individuano: vita nominale, classe d'uso, azioni sulle costruzioni e gli stati limite per la progettazione
4. Il **Capitolo 5** descrive i materiali utilizzati e le caratteristiche
5. Il **Capitolo 6** descrive le opere di progetto

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si richiama nel seguito la normativa vigente per gli aspetti connessi alla progettazione strutturale:

Legge n. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica;

Legge n. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

D.M. LL.PP. del 11/03/1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

D.M. LL.PP. del 14/02/1992. Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;

D.M. 9 Gennaio 1996 Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;

D.M. 16 Gennaio 1996 Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi';

Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 1: Basi di calcolo;

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo armato

Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica;

Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;

Circolare Ministero delle Infrastrutture e Trasporti. 2 febbraio 2009, n. 617. Istruzioni per l'applicazione delle “*Nuove norme tecniche per le costruzioni*” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27);

Decreto ministeriale del 17 gennaio 2018 *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”*

Circolare 21.01.2019 n. 7/C.S.LL.PP. “*Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018*”.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

3.1 *Inquadramento geologico areale*

La catena appenninica costituisce un sistema collisionale e post-collisionale, sviluppatosi dall'Oligocene superiore in seguito alla chiusura (Eocene medio-superiore) dell'Oceano Ligure-Piemontese (Carmignani e Kligfield, 1990). Essa è costituita da un originario prisma accrezionale (unità liguri), connesso alla fase iniziale subduttiva, coinvolto nella storia evolutiva successiva e posto al di sopra delle unità appenniniche s.s. sviluppate per deformazione del margine continentale della placca africana (Adria).

Le strutture della catena dell'Appennino centrale sono rappresentate da pieghe e sovrascorrimenti le cui caratteristiche essenziali sono da tempo note in letteratura (Scarsella, 1951; Accordi, 1966; Parotto & Praturlon, 1975); l'assetto tettonico è interpretato secondo uno stile deformativo pellicolare (Bally et al., 1986; Calamita & Deiana, 1986; Lavecchia et al., 1987; Cosentino & Parotto, 1991) o considerando coinvolto nella deformazione anche il basamento (Lavecchia et al., 1987; Calamita et al., 1991; Minelli, 1992; Calamita & Deiana, 1995; Barchi et al., 1999). Nel regime tettonico compressivo post-collisionale la deformazione procede, secondo fasi discrete, in una determinata direzione (polarità orogenica) conseguente alla regionale distribuzione degli sforzi. In tale ottica si sviluppa ed evolve un sistema orogenico (sistema catena-avanfossa-avampaese) costituito da una fascia deformata (catena), da un bacino sedimentario caratterizzato da un'elevata subsidenza, ubicato a ridosso della porzione frontale della catena (avanfossa) e, al di là di questo bacino, da una zona crostale non ancora interessata da deformazione (avampaese).

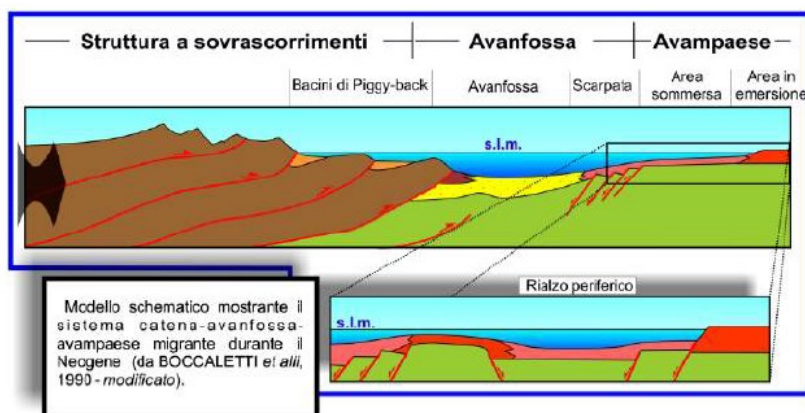


Fig. n.1 – Modello schematico del sistema catena-avanfossa-avampaese durante il Neogene

Nell'avanfossa, ubicata tra la catena e l'avanpaese, si depongono forti spessori di sedimenti torbiditici silicoclastici, derivanti dall'erosione di settori della catena caratterizzati dalla presenza di rocce cristalline (rocce ignee intrusive, rocce metamorfiche, ecc.).

3.2 Inquadramento geologico di dettaglio

L'area in esame sulla *Carta Geologica D'Abruzzo Ghisetti e Vezzani* (fig.2 V Allegati), sui *depositi alluvionali del Fiume Aventino*, formati prevalentemente da ghiaie, sabbie e limi fluviali (Olocene), e poggianti sul substrato geologico della Successione Plio-Pleistocenica, caratterizzata da prevalenti peliti di piattaforma passanti verso l'alto a sabbie e conglomerati, con facies da litorali a fluvio-deltizie a continentali. Il centro abitato di Casoli, invece, si estende sulla Formazione di Tufillo contraddistinta da una successione marnoso argillosa con strati decimetrici di arenarie di colore grigio (Langhiano sup-Tortoniano sup).

I contatti tra le diverse formazioni sono di natura principalmente tettonica; tuttavia, non si riscontrano particolari influenze con il sito in esame.



Fig.n.2: Stralcio *Carta Geologica D'Abruzzo Ghisetti e Vezzani*

La *Carta Geologico Tecnica* (fig.3), redatta per la microzonazione sismica di I° Livello, conferma tale ubicazioni, collocando l'area sui depositi alluvionali del Fiume Aventino, formati prevalentemente da ghiaie, sabbie e limi fluviali poco cementate, e moderatamente addensate.

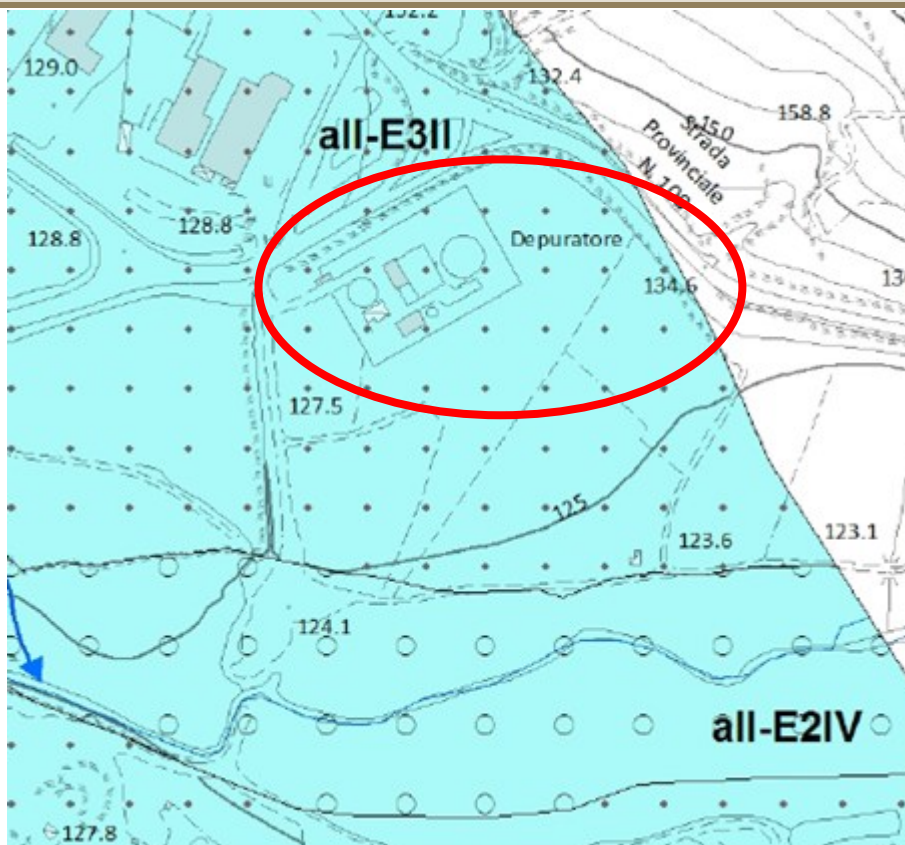


Fig.n.3: Stralcio *Carta Geologico Tecnica (MZS I° Livello)* con ubicazione specifico il depuratore di Casoli (in rosso)

Il *substrato geologico marino* è rappresentato dalla *Successione del Pleistocene inferiore p.p. – Pliocene superiore*, caratterizzato da prevalenti peliti di piattaforma passanti verso l'alto a sabbie e conglomerati con facies da litorali a fluvio-deltizie continentali.

4 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

L'analisi e le verifiche strutturali dei manufatti sono redatte ai sensi del **D.M. 17 Gennaio 2018** e dunque con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Secondo tale metodologia la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Si definisce "*Stato limite*" la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzino la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani). Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel §6.2.2 delle NTC2018.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "*metodo dei coefficienti parziali*" di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

nella quale:

1. R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
2. E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot F_j$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot E_j$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo. La verifica della sicurezza, nei riguardi degli stati limite di esercizio, si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

4.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 4-1.

Tipi di costruzioni		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 4-1 – Vita nominale per diversi tipi di opere (Tab. 2.4.1 delle NTC2018)

Per la valutazione della sicurezza dell'opera in esame è stata assunta una costruzione di *Tipo 2* ed una vita nominale di $V_N = 50$ anni.

4.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione dell'esercizio della struttura a causa di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in n.4 classi d'uso, come definite in Tabella 4-2.

Classi d'uso	
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 4-2 – Classi d'uso (§2.4.2 delle NTC2018)

Le opere di progetto ricadono nella **Classe III**.

4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione devono essere valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente assume i valori riportati in Tabella 4-3.

Classi d'uso				
Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4-3 – Coefficienti d'uso per le rispettive classi (Tab. 2.4.II delle NTC2018)

Poiché l'opera in esame ricade nella **Classe III**, il coefficiente d'uso vale $C_U = 1,5$.

Il periodo di riferimento è dunque:

$$V_R = C_U \cdot V_N = 1,5 \cdot 50 \text{ anni} = 75 \text{ anni}$$

4.4 Stati limite

Il metodo di verifica adottato è il "metodo agli Stati Limite" come specificato nel D.M. 17 Gennaio 2018 *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*. Si definisce *Stato Limite* uno stato raggiunto il quale la struttura, o uno dei suoi elementi costitutivi, non può più assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per cui è stata concepita. Secondo il metodo agli stati limite, la sicurezza nei riguardi delle condizioni ritenute pregiudizievoli (stati limite) viene garantita, per quanto possibile, su basi statistiche.

In generale gli stati limite si suddividono in due categorie:

3. *Stati Limite Ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera:
 - perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
 - spostamenti o deformazioni eccessive;
 - raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
 - raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
 - raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
 - raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
 - rottura di membrature e collegamenti per fatica;
 - rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
 - instabilità di parti della struttura o del suo insieme;
4. *Stati Limite di Esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio:
 - danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
 - spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
 - spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
 - vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
 - danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
 - corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

4.4.1 Stati Limite Ultimi

Le strutture in progetto, data la loro tipologia, dovranno essere compatibili con i seguenti Stati Limite Ultimi (SLU):

- STR: Stato limite di resistenza strutturale, relativo agli elementi principali, che forniscono un contributo significativo nel fornire la resistenza complessiva;
- GEO: Stato limite di resistenza del terreno, qualora la rottura del terreno risulta significativa nel fornire la resistenza complessiva.

Come precisato nel §2.6.1 delle NTC, nelle verifiche STR e GEO possono essere adottati, in alternativa, due diversi approcci progettuali: l'approccio A1 e l'approccio A2.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 4-8. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2 della Tabella 4-8.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 Tabella 4-8.

4.4.2 Stati Limite di Esercizio

Le opere in calcestruzzo devono essere verificate nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$C_d \geq E_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le strutture in progetto dovranno essere oggetto delle seguenti verifiche agli SLE:

- verifica di fessurazione (opere in calcestruzzo);
- verifica delle tensioni di esercizio (opere in calcestruzzo);
- verifica degli spostamenti verticali (opere in acciaio da carpenteria);
- verifica degli spostamenti laterali (opere in acciaio da carpenteria).

4.4.2.1 Verifica di fessurazione (opere in calcestruzzo)

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è: $\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$
- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali: $w_1 = 0,2$ mm; $w_2 = 0,3$ mm; $w_3 = 0,4$ mm.

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione. Si prendono in considerazione le combinazioni quasi permanenti e le combinazioni frequenti. Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in *ordinarie*, *aggressive* e *molto aggressive* in relazione a quanto indicato nella Tabella 4-4 con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0,XC1,XC2,XC3,XF1
Aggressive	XC4,XD1,XS1,XA1,XA2,XF2,XF3
Molto aggressive	XD1,XD3,XS2,XS3,XA3,XF4

Tabella 4-4 - Descrizione delle condizioni ambientali (Tab. 4.1.III delle NTC2018)

Nel caso specifico occorre fare un distinzione in merito alle opere di nuova realizzazione:

- strutture a telaio in c.a.: rientrano, ai sensi delle norme UNI 11104 e UNI EN 206-1:2006, nella Categoria “*Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario con le superfici all’interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua*”. Pertanto la classe di esposizione sarà **XC1** (UNI 11104 / UNI EN 206-1). Facendo riferimento alla Tabella 4-4, le **condizioni ambientali** di riferimento saranno quelle **Ordinarie**;
- strutture a pareti in c.a.: sono costituite da vasche contenenti liquami per cui rientrano, ai sensi delle norme UNI 11104 e UNI EN 206-1:2006, nella Categoria “*Calcestruzzo armato ordinario in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido a contatto con acque reflue. Contenitori e vasche per acque reflue*”. Pertanto la classe di esposizione sarà **XA1** (UNI 11104/UNI EN 206-1). Facendo riferimento alla Tabella 4-4, le **condizioni ambientali** di riferimento saranno quelle **Aggressive**.

Nella Tabella 4-5 sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$

		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4-5– Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione(Tab. 4.1.IV delle NTC2018)

dove w_1 , w_2 , w_3 sono definiti al §4.1.2.2.4 ed il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.5 delle NTC 2018. Nel caso in esame, essendo le armature di tipo *poco sensibile*, le aperture delle fessure risultanti dal calcolo dovranno essere inferiori a:

- $w_3 = 0,4$ mm e $w_2 = 0,3$ mm (rispettivamente nelle combinazioni allo *SLE frequente* ed allo *SLE quasi permanente*) per le strutture a telaio in c.a.;
- $w_2 = 0,3$ mm e $w_1 = 0,2$ mm (rispettivamente nelle combinazioni allo *SLE frequente* ed allo *SLE quasi permanente*) per le strutture a pareti in c.a.

N.B.: A favore di sicurezza nei confronti della verifica a fessurazione, si decide di adottare un'unica miscela di calcestruzzo facendo riferimento alla classe di esposizione “più gravosa”. Pertanto **la classe di esposizione adottata per tutte le opere in c.a. sarà la XA1**.

4.4.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio (opere in calcestruzzo)

Valutate le azioni interne nelle varie parti delle strutture, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati. La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_c \leq 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio la tensione massima σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s \leq 0,80 f_{yk}$

4.4.2.3 Verifica degli spostamenti verticali (opere in acciaio da carpenteria)

La verifica degli spostamenti verticali è relativa al seguente Stato Limite:

- *stato limite di deformazione e/o spostamento*, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico.

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come (vedi Figura 4-1):

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

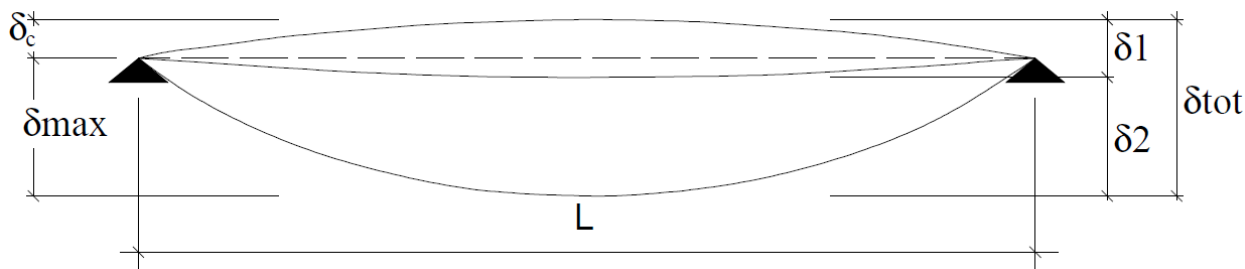


Figura 4-1 – Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio (Fig. 4.2.3 delle NTC2018)

dove:

- δ_C monta iniziale della trave;
- δ_1 spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti;
- δ_2 spostamento elastico dovuto ai carichi variabili;
- δ_{max} spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_C$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali

gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tabella 4-6, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensola, il doppio dello sbalzo.

<i>Elementi strutturali</i>	<i>Limiti superiori per gli spostamenti verticali</i>	
	δ_{max} / L	δ_2 / L
Coperture in generale	1/200	1/250
Coperture praticabili	1/250	1/300
Solai in generale	1/250	1/300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1/250	1/350
Solai che supportano colonne	1/400	1/500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1/250	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

Tabella 4-6- Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie (Tab. 4.2.XII delle NTC2018)

I casi specifici possono essere ricondotti alla tipologia “*Coperture in generale*” in quanto tali verifiche di deformabilità sono relative agli elementi che supportano la struttura di copertura. Per cui le massime frecce ottenute dovranno essere tali che:

$$f_{max} \leq 1/200 L$$

$$f_2 \leq 1/250 L$$

4.4.2.4 Verifica degli spostamenti laterali (opere in acciaio da carpenteria)

La verifica degli spostamenti laterali è relativa al seguente Stato Limite:

- *stato limite di deformazione e/o spostamento*, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico.

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tabella 4-7 (Δ spostamento in sommità; δ spostamento relativo di piano, vedi Figura 4-2).

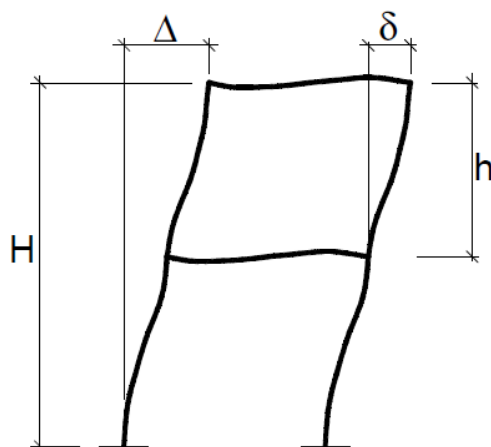


Figura 4-2- Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio (Fig. 4.2.4 delle NTC 2018)

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	δ / h	Δ / h
Edifici industriali monopiano senza carroponte	1/150	/
Altri edifici	1/300	/
Edifici multipiano	1/300	1/500
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

Tabella 4-7- Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie (Tab. 4.2.XIII delle NTC2018)

I casi specifici rientrano nella tipologia “Altri edifici”. Per cui il massimo spostamento laterale ottenuto dovrà essere tale che:

$$\delta \leq 1/300 L$$

4.5 Azioni sulle costruzioni

4.5.1 Classificazione delle azioni

Le azioni sulle costruzioni sono classificate nel seguente modo:

5. *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
 - presollecitazione (P);
6. *variabili* (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
 - sovraccarichi;
 - azioni del vento;
 - azioni della neve;
 - azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

7. *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura:
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
8. *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti

4.5.2 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche con il metodo degli *Stati Limite*, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

9. **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

Tale combinazione va sviluppata scegliendo i coefficienti in funzione della tipologia di opera e quindi in funzione degli stati limite ultimi da verificare.

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Come stati limite ultimi si distinguono:

- Stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- Stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- Stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per la tipologia di opera si considerano le combinazioni per gli stati limite STR e GEO. Per le verifiche nei confronti di tali stati limite si possono adottare in alternativa due diversi approcci progettuali. Viene scelto l'approccio 2 e si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 4-8.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G1	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,30	1,00
Carichi permanenti non strutturali G2	favorevoli	γ_{G2}	0,80	0,80	0,80
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili Q	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

Tabella 4-8 – Valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab. 2.6.1 delle NTC2018)

10. **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli *Stati Limite di Esercizio (SLE Rara)* irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

11. **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli *Stati Limite di Esercizio (SLE Frequente)* reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

12. **Combinazione quasi permanente** (Quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

13. **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

La combinazione sismica verrà ulteriormente divisa (in funzione dell'entità della E), nelle:

- SLD
- SLV
- SLV fondazioni: ottenuta amplificando tutte le azioni di un fattore pari a 1,10 o 1,30 a seconda che si tratti di struttura progettata CD"B" (bassa duttilità) o CD"A" (alta duttilità)

14. **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$A_d + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per gli *SLE*, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Si riportano nella Tabella 4-9 i valori dei coefficienti di combinazione ψ_{kj} .

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale. Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti,...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 4-9 – Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 3.1.II delle NTC2018)

4.5.3 Valutazione delle azioni del vento

Zona 3

Rugosità: Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

Categoria esposizione	III
Velocità di riferimento	Vb 30.23 [m/s]
Periodo di ritorno	Tr 0.5 [m/s]
Coefficiente topografico	Ct 0.01 [m/s]
Azione risultante	qr 0.572 [kN/m²]

4.5.4 Valutazione delle azioni della neve

Zona II

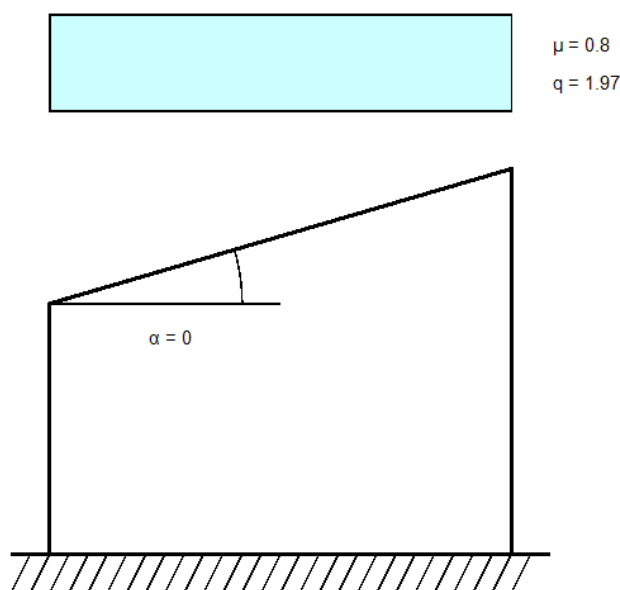
Classe topografica: Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi

Coefficiente di esposizione	Ce 1
Coefficiente termico	Ct 1
Tempo di ritorno	Tr 50

Valore caratteristico di riferimento al suolo qsk 2,46 [kN/m²]

In questa fase progettuale ed a favore di sicurezza si considera la copertura piana così da valutare la massima incidenza del carico da neve

α	0	[deg]
μ	0.8	
q	1,97	[kN/m²]



4.5.5 Valutazione dell'azione sismica

Per quanto riguarda il comune di Casoli, dalla consultazione delle Mappe interattive di pericolosità sismica dell'INGV (Progetto Esse1), si evince che l'intervallo di valori dell' accelerazione orizzontale massima al suolo a_g è compreso tra 0.150g e 0.175g, avendo posto il 10% di probabilità di superamento in 50 anni.

Per ogni singolo nodo della griglia di riferimento è possibile analizzare il dettaglio in forma grafica e tabellare dell'*analisi di disaggregazione* (vale a dire il contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza alla pericolosità del nodo) della relativa $a(g)$, utilizzando lo strumento **Grafico di disaggregazione** (fig.5). Per lo stesso nodo si otterranno anche i valori medi di M-D- ϵ (magnitudo, distanza, epsilon).

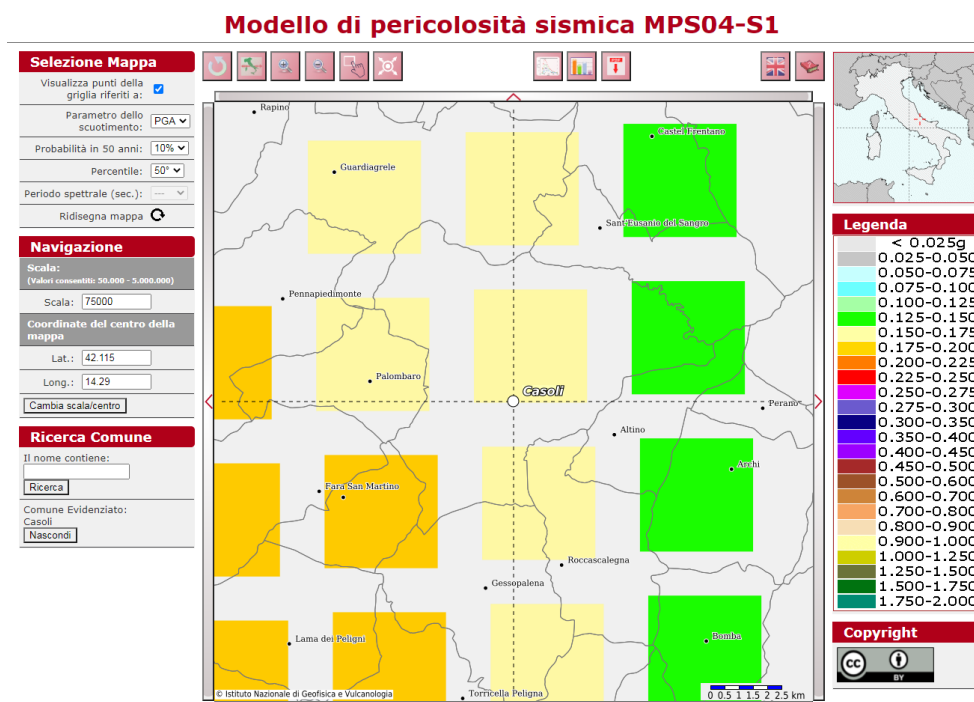
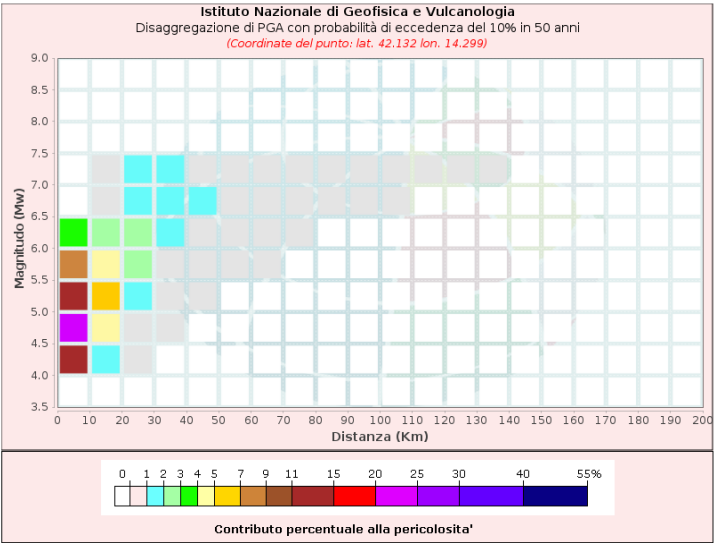


Fig. n.4: Mappa di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi ($V_s > 800$ m/s) (da Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia).



Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.37	13.0	0.731

Figura 4.3 Grafico di disaggregazione (da Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia).

4.5.5.1.1 Accelerazione massima al suolo

Sulla base delle osservazioni fatte in precedenza, una rappresentazione più coerente del livello di rischio sismico può essere dedotta dalla nuova mappatura proposta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia redatta secondo le indicazioni metodologiche dell'OPCM n. 3519. Il lavoro svolto dall'INGV ha consentito di realizzare, adottando le stesse procedure e gli stessi dati in input utilizzati per la redazione della nuova mappa di riferimento della pericolosità sismica in Italia, le mappe della pericolosità sismica relative ad altre 8 probabilità di eccedenza in 50 anni, rendendo così possibile la definizione delle curve di Hazard (curve di probabilità per il calcolo della pericolosità sismica) per ogni sito della griglia di calcolo utilizzata.

La mappatura dell'INGV è stata adottata, a livello normativo, con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, il quale prevede che la pericolosità sismica, intesa come "accelerazione massima attesa a_g su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (cat. A - $V_{s30} > 800$ m/s)", venga definita funzione del sito e non più in relazione alla zona sismica del comune cui appartiene l'area oggetto dell'intervento. La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto (allegato A del D.M. 14 gennaio 2008) deve, quindi, essere effettuata direttamente per il sito in esame sulla base delle informazioni disponibili nel reticolo di riferimento riportato nella Tabella 1 nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008. Il reticolo di riferimento è costituito da 10 751 nodi (distanziati di non più di 10 km) e copre l'intero territorio nazionale ad esclusione delle isole dove vengono forniti parametri spettrali costanti per tutto il territorio (Tabella 2 nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008). Per ciascuno dei nodi, e per 9 differenti valori del periodo di ritorno compresi tra 30 e 2 475 anni, sono forniti i valori dei parametri a_g (espresso in g/10), F_o (adimensionale) e T^*_c (espresso in secondi) necessari per la definizione dell'azione sismica. Una volta individuate le coordinate del sito oggetto d'intervento, il calcolo di ciascuno dei relativi parametri spettrali sopra indicati può essere effettuato attraverso la media pesata dei corrispondenti valori nei 4 punti della griglia di accelerazioni (Tabella 1 in Allegato B del D.M. 14 gennaio 2008) che circondano il sito in esame secondo la seguente formula:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{j=1}^4 \frac{1}{d_j}}$$

dove:

- p è il parametro di interesse nel punto in esame;
- p_i è il valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
- d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia suddetta.

Qualora il tempo di ritorno considerato non coincida con nessuno dei 9 tempi di ritorno forniti in tabella, per ricavare il valore del parametro di interesse sarà necessario effettuare un'ulteriore

interpolazione (tra i valori dei parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno che comprendono quello di calcolo) con la formula seguente:

$$\log(p) = \log(p_i) + \log(p_2/p_1) \cdot \log(T_R/T_{R1}) \cdot \left[\log(T_{R2}/T_{R1}) \right]^{-1}$$

dove:

p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R considerato;

T_{R1}, T_{R2} sono i valori del tempo di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori di p_1 e p_2 .

Le coordinate dei quattro punti del reticolo di riferimento più vicini al sito oggetto d'intervento sono riportati in Tabella 4-10.

Sito 1	ID: 27429	Lat: 42.132 Lon: 14.299
Sito 2	ID: 27430	Lat: 42.132 Lon: 14.367
Sito 3	ID: 27651	Lat: 42.082 Lon: 14.299
Sito 4	ID: 27652	Lat: 42.082 Lon: 14.366

Tabella 4-10 – Coordinate dei nodi del reticolo

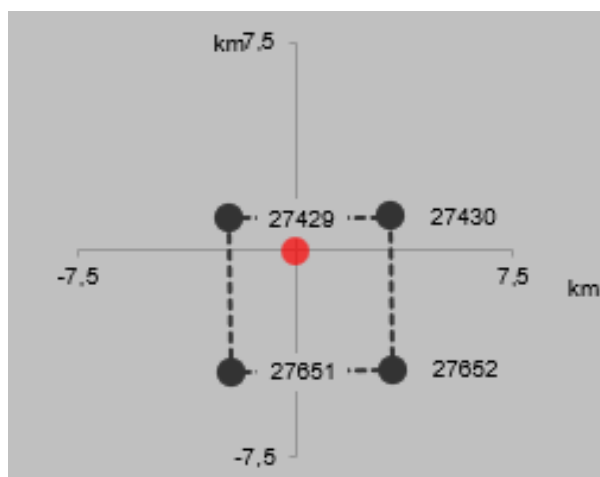


Figura 4-4 – Nodi del reticolo intorno al sito

4.5.5.1.2 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa

sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S .

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

h_i	spessore dell'i-esimo strato;
$V_{s,i}$	velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
N	numero di strati;
H	profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le indagini sismiche Masw effettuate, hanno riscontrato una **V_{Seq} di 398 m/s (MASW 1)** e una **V_{Seq} di 396 m/s (MASW 2)**. Dunque, per il sito di progetto, la categoria di suolo è la seguente:

Categoria di suolo di fondazione B

Valori di $V_{s,eq}$ comprese tra 360 e 800 m/s.

4.5.5.1.3 Risultati dell'analisi sismica

Le attuali NT per le Costruzioni hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ciascuna zona, e quindi territorio comunale, precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche. Dal 1 luglio 2009, con l'entrata in vigore delle Norme, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento “**propria**” individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera

Considerando per l'opera una vita nominale di 50 anni (*Opere ordinarie*) ed una classe d'uso II ($C_U = 1$), si ottiene un periodo di riferimento V_R pari a 50.

I valori dei parametri a_g , F_0 , T^*_C riferiti a suolo rigido con morfologia orizzontale, da utilizzare per definire ***l'azione sismica del sito di progetto*** nei modi previsti dalle NTC del DM 17 gennaio 2018, sono messi a disposizione dal programma (Azioni sismiche - Spettri di risposta ver. 1.0.3) elaborato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nella tabella seguente, vengono riportati i valori di T_R , a_g , F_0 , T^*_C per ogni stato limite.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,049	2,455	0,286
SLD	50	0,060	2,492	0,314
SLV	475	0,149	2,504	0,384
SLC	975	0,194	2,516	0,391

Tabella 1: Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* e T_R di riferimento per i vari stati limite (elaborazioni eseguite con “Spettri NTC ver. 1.0.3”)

A partire da questi dati, si ricavano gli *spettri di risposta elastici* delle componenti orizzontali e verticali del moto per gli *stati limiti di esercizio* e per gli *stati limite ultimi*, in funzione anche della categoria di sottosuolo e della categoria topografica.

Al variare della categoria di sottosuolo, il documento Excel utilizzato al fine di costruire lo spettro di risposta elastico, modifica il valore di S_s (amplificazioni stratigrafiche) che è funzione dei parametri F_0 , T_c^* , $a(g)$ e g . Mentre al variare della categoria topografica, varia il coefficiente di amplificazione topografica, S_T . Ad una **categoria T1** (In corrispondenza di pendii con *inclinazione media* $\leq 15^\circ$) si associa il valore $S_T = 1.0$.

5 MATERIALI

Per la realizzazione dei manufatti si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali.

5.1 Calcestruzzo strutturale

Gli impasti di conglomerato cementizio per le strutture gettate in opera si otterranno dall'intimo mescolamento di componenti attivi quali acqua e cemento, e di materiali inerti quali sabbia, ghiaia, tali da avere una classe di resistenza non inferiore a C28/35 per le strutture. Tale valore caratteristico della resistenza cubica è valutato su provini cubici delle dimensioni di cm 15x15x15.

- **Calcestruzzo per platee, pareti, solette, travi, pilastri, solai**
 - o Classe di resistenza: **C28/35**;
 - o Classe di esposizione: **XA1**;
 - o Slump: **S5**;
 - o fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica = **0.83**;
 - o Resistenza cilindrica caratteristica: **$f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$** ;
 - o fattore di riduzione per carichi di lungo periodo = **0.85**;
 - o coefficiente di sicurezza calcestruzzo: **$\gamma_c = 1.5$** ;
 - o Resistenza di calcolo a compressione semplice: **$f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$** ;
 - o Modulo elastico: **$E_c = 32588 \text{ N/mm}^2$** ;
 - o Peso specifico: **$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$** ;
 - o coefficiente di espansione termica: **$\alpha = 1.00E-05 \text{ 1/}^\circ\text{C}$** .
- **Magrone di sottofondo**
 - o classe di resistenza C16/20.

Il cemento sarà del tipo ad alta resistenza tipo 42,5, ed esso sarà fornito in sacchi sigillati, o in imballaggi speciali a chiusura automatica a valvola che non possono essere aperti senza lacerazioni, ovvero alla rinfusa. Sui sacchi e sugli imballaggi devono essere stampati il nome della ditta fabbricante e dello stabilimento di produzione, la qualità del legante, la quantità di acqua per la malta normale e, infine, le resistenze minime a trazione e compressione dopo 28 giorni di maturazione dei provini. Se invece i cementi sono forniti alla rinfusa, la provenienza e la qualità degli stessi dovranno essere dichiarate con documenti di accompagnamento della merce. La qualità potrà essere accertata mediante prelievo di campioni, con modalità previste dalle leggi e normative vigenti.

Copriferro minimo ai fini della verifica a fessurazione pari a 40 mm.

La resistenza meccanica e i requisiti fisico-chimico e le relative modalità di prova sono definite nel Cap. 11- *Materiali e Prodotti per uso Strutturale* di cui al D.M. 17.01.2018. La presa deve avere inizio non prima di 45 minuti, dalla manipolazione con acqua, né terminare prima di 12 ore. Comunque, i tempi di presa possono variare sensibilmente anche per lo stesso cemento; il prodotto fresco di fabbricazione fa presa più rapidamente di quello stagionato; in ambiente caldo e asciutto i tempi si accelerano sensibilmente.

Gli inerti occupano in generale una frazione rilevante (70% - 80%) del volume del getto. La sabbia più adatta è quella viva del tipo preferibilmente silicea, a grana ruvida e ad elementi di diametro assortito da 0 a 3 mm circa. La sabbia può essere di provenienza fluviale o di cava e non deve contenere parti terrose o fango. Sono da escludersi sabbie provenienti da rocce in decomposizione, non resistenti alle azioni atmosferiche.

Ottime sabbie sono quelle provenienti dai frantoi o molazze mediante macinazione di pietre o pietrisco, purché provengano da rocce adatte e presentino spigoli vivi dimensioni assortite.

La sabbia deve esser lavata se contiene limo, terreno vegetale, materiale melmoso, humus, ecc, in maniera tale da non asportare la parte più fine. Sabbie prodotte da frantoi contengono la polvere costituita dai grani più piccoli, che non debbono essere asportati. È necessario evitare sabbie di grana uniforme, in quanto grani di dimensioni diverse riempiono meglio gli spazi lasciati tra gli elementi di ghiaia.

La sabbia natura o artificiale, da usare nel calcestruzzo, deve risultare ben assortita in grossezza e costituita di grani resistenti non provenienti da rocce gessose o decomposte. Essa deve essere scricchiolante alla mano, non lasciare traccia di sporco, non contenere materie organiche, melmose o comunque dannose.

La ghiaia o il pietrisco costituiscono la parte grossa dell'impasto, ed hanno grande importanza sulle sue proprietà. Gli elementi che formano la ghiaia o il pietrisco variano molto di grandezza, di solito da 5 a 30 mm. Anche la ghiaia deve avere grani di dimensioni assortite per conferire maggiore compattezza al calcestruzzo. La ghiaia o impietrisco non devono contenere impurità, fango, terriccio, polvere; devono avere le superfici scabre, non devono provenire da materiali friabili o gelivi; sono da escludere materiali tufacei e teneri. Il calcare duro, compatto dà ottime ghiaie e ottimi pietrischi; anche il granito e le rocce silicee in genere danno buone ghiaie.

Per la ghiaia ed il pietrisco di genere si prescrive che la ghiaia deve essere ben assortita, formata da elementi resistenti e non gelivi, scevra di sostanze estranee, di parti friabili, terrose o comunque dannose.

L'acqua per gli impasti deve essere limpida, non contenere sali (cloruri e solfati) in percentuale dannosa e non deve essere aggressiva. Sono da escludere le acque di rifiuto e in special modo quelle provenienti da stabilimenti industriali, poiché anomalie nel fenomeno di presa ed indurimento del cemento possono essere provocate da olii, zuccheri, materiale organico.

L'acqua di mare non può essere impiegata. Quando sussistono dubbi sull'idoneità dell'acqua da impiegare negli impasti, è opportuno ricorrere ad analisi chimiche.

5.2 Acciaio per calcestruzzo armato

- Acciaio ad aderenza migliorata per barre e reti elettrosaldate

- Tipologia: **B450C**
- Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
- coefficiente di sicurezza acciaio: $\gamma_s = 1,15$;
- Resistenza di calcolo: $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$;
- Modulo di elasticità: $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$;
- copriferro minimo: **4 cm**.

Tutti i copriferri dovranno essere garantiti con appositi distanziatori.

Le barre devono presentare struttura uniforme, essere prive di screpolature, bruciature o altre soluzioni di continuità; non devono presentare ruggine, per quanto sia accertato che una leggera ossidazione non riesce dannosa, in quanto il calcestruzzo avvolgente, dopo qualche tempo, la fa scomparire.

5.3 Acciaio da carpenteria

- **Acciaio da carpenteria per HEA, HEB, IPE, OMEGA, flange e piastre di collegamento**
 - Classe di esecuzione UNI EN 1090: **EXC2**
 - Tipologia ai sensi delle UNI EN 10025: **S235**
 - Resistenza caratteristica a trazione: $f_{uk} = 360 \text{ N/mm}^2$;
 - Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$;
 - coefficiente di sicurezza per *Resistenza delle sezioni trasversali*: $\gamma_{M0} = 1.05$;
 - coefficiente di sicurezza per *Resistenza delle membrature all'instabilità*: $\gamma_{M1} = 1.05$;
 - coefficiente di sicurezza per *Resistenza delle sezioni trasversali in tensione per frattura*: $\gamma_{M2} = 1.25$;
 - Resistenza di calcolo (γ_{M0} e γ_{M1}): $f_{yd} = 223,81 \text{ N/mm}^2$;
 - Resistenza di calcolo (γ_{M2}): $f_{yd} = 188 \text{ N/mm}^2$;
 - Modulo elastico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$;
 - Modulo di Poisson: $\nu = 0.30$;
 - Modulo tangenziale: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$;
 - peso specifico: $\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$;
 - coefficiente di espansione termica: $\alpha = 1.20E-05 \text{ 1/}^\circ\text{C}$

N.B.: Tutti i profilati metallici saranno sottoposti a zincatura.

- **Bulloneria**

I bulloni presentano le seguenti caratteristiche:

- Tipologia bulloni ai sensi delle UNI EN 15048: **zincata CL 5.8**;
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{tbk} = 520 \text{ N/mm}^2$.

- **Saldature**

Le saldature presentano le seguenti caratteristiche:

- Tipologia saldatura ai sensi delle UNI EN ISO 3834: ad arco con elettrodi rivestiti.

6 UNITÀ DI PROGETTO

Nel presente paragrafo viene descritta l'unità di progetto.

6.1 Nuovo vano di arrivo, sghiaiatore e grigliatura

La struttura è costituita da setti portanti in calcestruzzo gettato in opera completamente interrata e fondata su una platea spessa 40 cm. È possibile identificare nel nuovo vano di arrivo due comparti principali:

- il pozzetto sghiaiatore;
- il canale di grigliatura grossolana.

Il primo comparto, destinato allo sghiaimento del refluo in arrivo, è costituito da una vasca di dimensioni 4,90m x 3,90m con pareti alte 4,50m e spesse 30cm. Sul fondo della vasca, per convogliare le ghiaie verso il centro del pozzetto, è prevista la realizzazione di sgusci di fondo con calcestruzzo non strutturale di tipo C16/20.

Il secondo comparto è caratterizzato da due canali destinati alla grigliatura grossolana del refluo e un vano finale di uscita verso la stazione di sollevamento esistente. Le dimensioni complessive del comparto sono 4,95 x 2,20m con pareti alte 3,00m e spesse 40cm, divisa in due da un setto di lunghezza pari a 3,50m e di spessore pari a 20cm, e dal vano di uscita di larghezza pari a 1,00m.

La divisione del setto interno consente di ottenere due canali di larghezza pari a 70cm e lunghezza pari a 3,50m.

Al fine di rendere la superficie di sommità del nuovo vano praticabile e sicuro, dal punto di vista pedonale, è prevista l'installazione di grigliati.

La posa in opera della nuova struttura è prevista in prossimità di un vano esistente; pertanto, si dovrà assicurare la realizzazione di un giunto sismico fra i due manufatti di 5cm.

Di seguito si riportano pianta e sezione del manufatto.

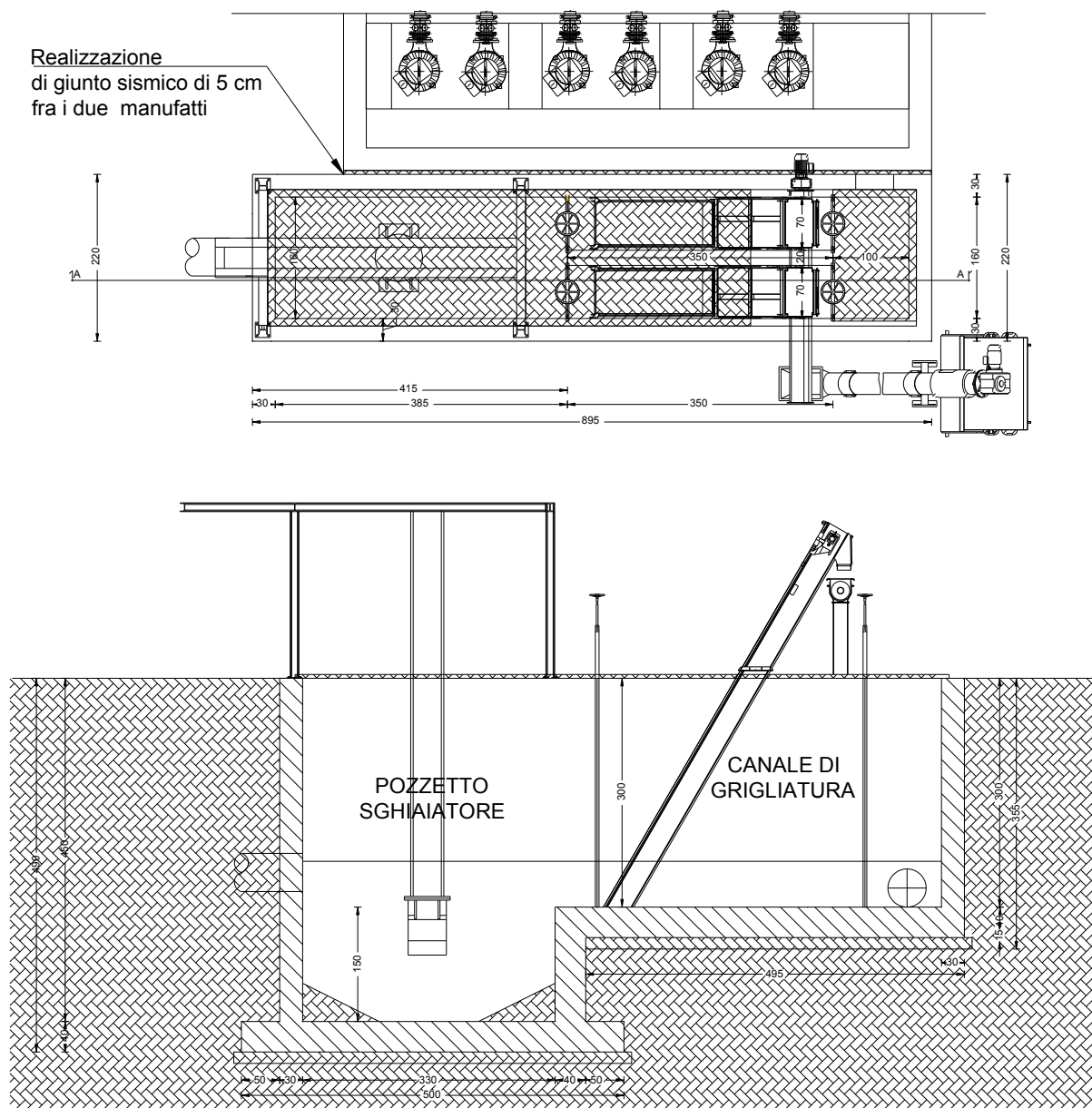


Figura 5 - Pianta e sezione rappresentativa del manufatto

Il tecnico

