Firmato digitalmente da:
Simone Di Girolamo
L'Aquila

AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DELL'AQUILA

DM 125/2022 – Lavori di messa in sicurezza del ponte al Km 15+226 della Sp 105 " Di Monte Cabbia"

CUP. F85F23000370001

ELABORATO: N° TAV.

Relazione Tecnica strutturale	R01

DATA: Giugno 2026

AGG.

SCALA:

IL DIRIGENTE DEL SETTORE VIABILITA'

Ing. Nicolino D'AMICO

RUP: Arch. Wanda Ilinca PAOLINI

APPROVATO CON DETERMINA DIRIGENZIALE

IL PROGETTISTA : ING. DI GIROLAMO SIMONE
VIA DELL'ARINGO N° S6 - 67100 - PRETURO (AQ)
P. Iva n.01726030669 - C.F. DGRSMN80C03A34SV
ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI L'AQUILA 2328

REGIONE ABRUZZO

PROVINCIA DI L'AQUILA (AQ)

OGGETTO: LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PONTE AL 15+226 DELLA S.P.105 " MONTE CABBIA"

Relazione sintetica

Committente: Amministrazione Provinciale dell'Aquila Settore Viabilità
Località: Comune di Montereale AQ
Infrastruttura interessata: S.P.105 "di Monte Cabbia"

L'Aquila, GIUGNO 2026

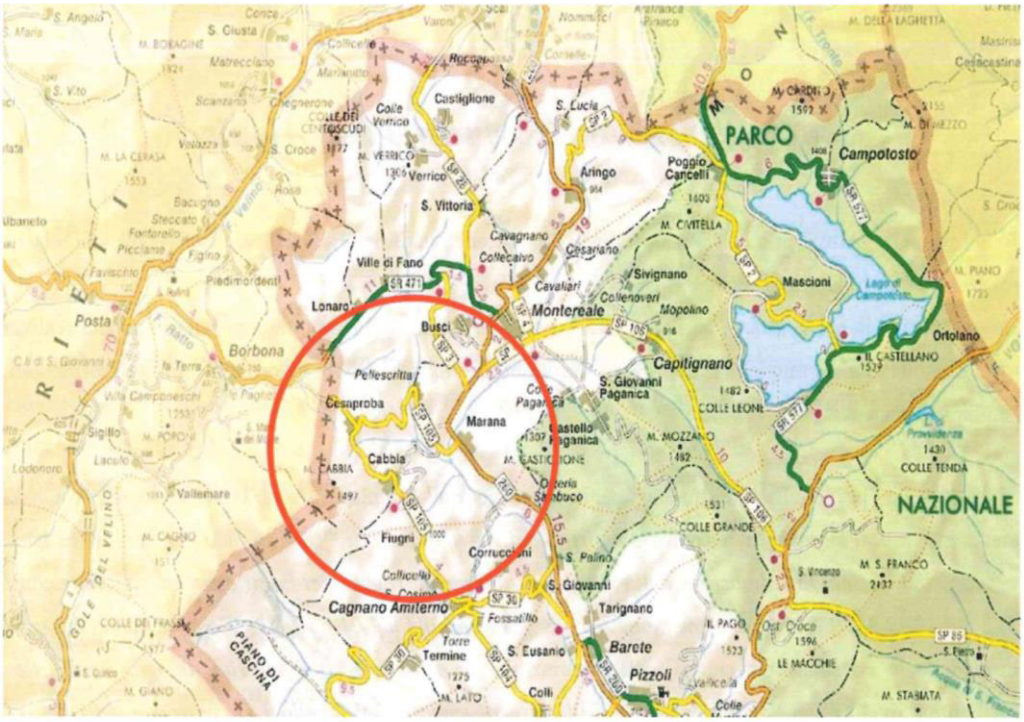
IL TECNICO

LOCALIZZAZIONE E CONTESTO

1 lavori da eseguirsi sono localizzati al km 15+226.

Si rappresenta che, a seconda della tipologia di misurazione, possono esserci degli scostamenti nell'individuazione delle kilometriche, delle opere d'arte, con particolare riferimento a quelle riportate nel titolo e quelle individuate nelle summenzionate schede di censimento e ispezioni ponti.

Si riportano di seguito cartografie dell'area di intervento.



Estratto Carta S.P. 105 'di Monte Cabbia'



Google Earth 3D: S.P. 105 'di Monte Cabbia' – km 15+226: svincolo con SS 260

TIPOLOGIA STRUTTURALE E MATERIALI

Descrizione dell'infrastruttura
La S.P. 105 “di Monte Cabbia” ha origine nel Comune di Cagnano Amiterno, all’innesto con la strada provinciale n. 30 ‘di Cascina’; continua il suo percorso attraverso le frazioni di Fiugni e Cabbia, entrando nel territorio comunale di Montereale, raggiunge la frazione di Marana dove termina e incontra la SS 260 “Picente”, di competenza ANAS.
La strada presenta una diramazione, denominata “Le Pezze”, che da Cesaproba, Comune di Montereale, la collega alla SR 471 ‘di Leonessa’; da qui l'importanza della SP 105 quale collegamento tra l'Alta Valle del1’Atemo e la Provincia di Rieti, nonché percorso alternativo alla SS 260.
Si dà atto che ad oggi, nella frazione di Marana, sono in corso i lavori lungo la SS 260 ‘Picente’, ad opera di ANAS SpA, relativi al potenziamento de1l'arteria stradale, appartenente all'itinerario “Rieti-Amatrice-L’Aquila-Navelli” lotto IV / svincoli Marana-Cavallari: gli stessi interventi hanno cambiato scenario e assetto stradale e, in particolare, la connessione tra la Strada Provinciale 105 con la SS 260 sia per il tracciato preesistente che quello nuovo, interessato anche da una galleria.
Il ponte individuato al km 15+226 è posto sul Fiume Atemo-Pescara e collega la SP 105 di Monte Cabbia’ alla SS 260 ‘Picente’ di competenza ANAS.
L'opera d'arte è caratterizzata da una struttura in cemento armato, ad un'unica campata ed è del tipo di ponte a travata rettilineo. La luce è misurata in 14 metri lineari, lo schema strutturale è di tipo iperstatico (tipo Gerber).
Amministrazione Provinciale dell’Aquila
A fianco, nella parte di monte (lato sx rispetto alla kilometrica di riferimento), zancata, corre una tubazione relativa ad una condotta di acque.
Le spalle sono in calcestruzzo, così come travi e soletta. A finire, il manto di copertura in asfalto realizza la sede stradale. La carreggiata è delimitata, da ambo i lati, da cordoli in cemento armato sormontati da ringhiere parapedonali.
Si dà atto che i ponti della rete stradale appartenente a questa Amministrazione Provinciale dell’Aquila sono stati sottoposti al Servizio di censimento ed ispezioni visiva di ciii alle “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitot-aggio dei Ponti esistenti” adottate con DM 578 del 17.12.2020 e successivamente aggiornate con DM 204 Jel 01.07.2022. L'espletamento del servizio in oggetto, è consistito, in sintesi, nell'elaborazione delle Schede di difettosità di ogni Ponte rilevato mediante 2 livelli di approfondimento il Livello 0 (censimento) ed il Livello 1 (Valutazione dei Difetti) così come previsto nelle Linee guida ministeriali suddetto.

CRITICITA’- FATTORI DI DEGRADO

L'opera d'arte della S.P. 105 ‘di Monte Cabbia’ versa in uno stato di avanzato deterioramento, non riconducibile solamente ai carichi per azioni del traffico, bensì a protratte carenze manutentive.
La zona dove l'arteria provinciale si snoda è caratterizzata da un'a1titudine che va dai 841 slm del Comune di Cagnano fino a 1.066 slm di Cabbia di Montereale; tenuto conto che la zona di Marana è a quota 932 slm, si evidenzia che sono frequenti fenomeni di salatura, nel periodo invernale, che deteriorano ulteriormente la pavimentazione stradale.
Relativamente alle spalle, si riscontrano problemi di macchie di umidità attiva e tracce di scolo nonché corrosione e/o ossidazione per l'armatura. Si rileva anche un importante scalzamento fondale, dovuto ad un movimento delle fondazioni.
Le travi presentano fessure diagonali e trasversali; le relative armature risultano ossidate e/o corrose, le longitudinali anche deformate. La soletta presenta criticità per quanto riguarda le armature nonché i difetti tipici della sella Gerber.
I cordoli e le ringhiere parapedonali, correnti lungo il piano viabile, risultano deteriorati e necessitano di un adeguamento funzionale.
Ulteriore criticità che si riscontra è la presenza di vegetazione infestante che, nella stagione vegetativa (primavera-estate), può svilupparsi in una cospicua massa organica che ostruisce il passaggio, ricoprendo completamente la sottostante struttura, e impedendo altresì una eventuale ispezione dello stato manutentivo del ponte.

DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

L'intervento di riparazione con miglioramento sismico è costituito da una serie di accorgimenti volti ad aumentare il livello di sicurezza rispetto allo stato attuale.
A tal proposito le lavorazioni da eseguire vengono di seguito sintetizzate:

Consolidamento della struttura in caemento armato mediante una incamiciatura in calestruzzo armato

Il consolidamento avviene mediante preventiva scarnitura del calcestruzzo ammalorato fino alla profondità del copriferro 1,5 – 2,0 cm, pulizia accurata mediante soffiatura e lavaggio delle parti, passivazione delle armatura esistenti ammalorate, eventuale ricostruzione con specifico calcestruzzo delle parti maggiormente degradate.
In seconda fase avviene il consolidamento vero e proprio avviene, mediante perforazione degli elementi in calcestruzzo per il successivo inserimento di connessioni metalliche del diametro di 14 mm in numero di 4/m², applicazione di rete metallica maglia 10x10 filo 10. Successivamente all'inserimento dei connettori metallici, avviene la loro piegatura, a trattenimento della rete e l'iniezione con resina epossidica tixotropica per solidarizzare gli stessi, in ultima fase avviene la stesura di betoncini fibrorinforzati a base di cemento dello spessore di circa 3 cm, sopra la nuova armtura.

Consolidamento dell'impalcato

Rimosso il manto stradale, si interviene sulla caldana, rimovendo le porzioni ammalorate, passivando le armature degradate, inserendo una serie di connessioni metalliche tipo connettori tecnaria da calcestruzzo, atti ad accogliere l'incremento di amrtura con rete eletrtosaldata 10x10 filo 10 e getto consolidante con calcestruzzo C28/35.

Incremento della resistenza degli elementi con applicazione di fasciature in carbonio CFRP

A seguito di intervento di incamiciatura in calcestruzzo armato, come ulteriore presidio alla sicurazza del ponte, si prevedono interventi di rinforzo mediante fasciature in carbioni unidirezionale di grammatura 400gr, in doppio strato. Sia all'intradosso delle travi longitudinali come armatura supplementare, sia con fasciature ad U come rinforzo a taglio.

Verifiche ed interventi in fondazione

Poiché sul manufatto non sono presenti dissesti attribuibili a cedimenti fondativi e poiché gli interventi proposti non alterano lo schema strutturale e le sollecitazioni trasmesse in fondazione, si omettono interventi e verifiche sulle fondazioni stesse a mente del §C8.3, comma 6.

Normativa tecnica e riferimenti tecnici

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:

Legge n.1086 del 05/11/71

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge n.64 del 02/02/74

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M. del 17/01/18

Norme tecniche per le costruzioni (2018).

Sono state inoltre tenute presenti le seguenti referenze tecniche:

C.M. n.7 del 19/01/2019
Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le

d) Definizione dei parametri di progetto

Nel caso in esame i valori della pericolosità sismica di base sono stati ottenuti dalle tabelle pubblicate nell'Allegato A alle Ntc08, in base alle coordinate geografiche del sito e ai parametri tipologici della costruzione, indicati nel seguito.
La definizione di dettaglio degli spettri di risposta è riportata nell'omonima tabella nella sezione dei risultati globali di analisi, riportata nel tabulato di calcolo.
Sono stati considerati i seguenti stati limite di verifica, per i quali la normativa fissa l'azione sismica con una data probabilità di superamento, in un periodo di riferimento dipendente dal tipo e dalla classe d'uso della costruzione:

-SLO: S.l. di Operatività sismica (probabilità di superamento 81%)
-SLD: S.l. di Danno sismico (probabilità di superamento 63%)
-SLV: S.l. di Salvaguardia della vita ovvero Ultimo sismico (probabilità di superamento 10%)
-SLC: S.l. di Collasso sismico (probabilità di superamento 5%)

Per ciascuno degli stati limite indicati sono stati valutati i periodi di ritorno dell'azione sismica, tenendo conto della probabilità di superamento prescritta dalla norma e ricavando il periodo di riferimento per l'azione sismica in base al tipo di costruzione e alla classe d'uso.
In funzione dei periodi di ritorno e delle coordinate geografiche del sito, si valutano infine i parametri di pericolosità sismica per gli stati limite di interesse, estrapolando i valori dalle tabelle allegate alla normativa.
In particolare, le coordinate geografiche del sito sono: latitudine 41.854°, longitudine 12.522°.
Il tipo di costruzione è grande opera, la classe d'uso è la III (importante) e la classe di duttilità media. Le caratteristiche del suolo di fondazione corrispondono alla categoria stratigrafica B e alla categoria topografica T1.
Si valuta per l'edificio una vita nominale di 100 anni e un periodo di riferimento per l'azione sismica di 150 anni.
Per lo stato limite di Operatività sismica (SLO) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

-Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 90
-Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,079
-Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,46
-Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,28

Per lo stato limite di Danno sismico (SLD) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

-Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 151

-Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,097

-Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,51

-Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,28

Per lo stato limite di Salvaguardia della vita (SLV) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

-Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 1424

-Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,206

-Fattore di amplificazione max per spettro orizzontale: 2,54

-Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,29

Per lo stato limite di Collasso sismico (SLC) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

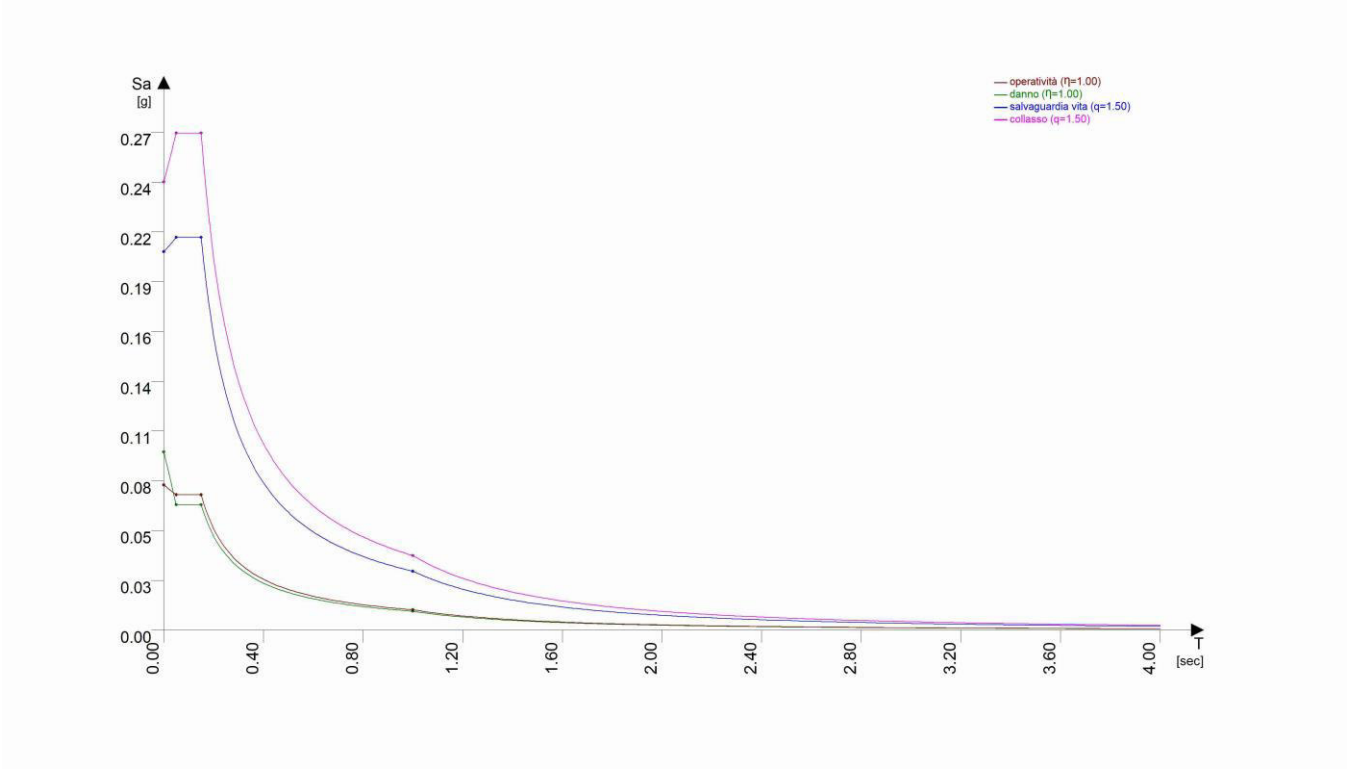
-Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 2475

-Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,244

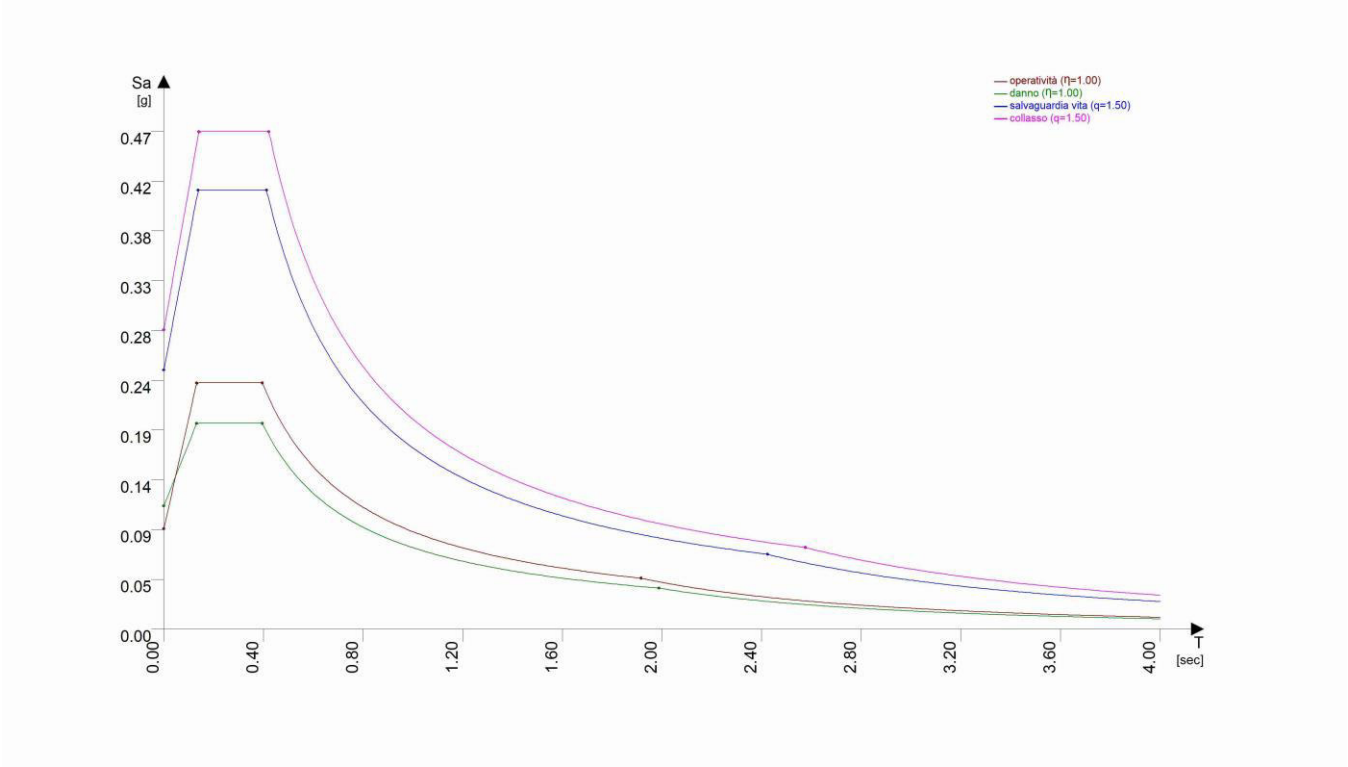
-Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,50

-Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,30

In base ai parametri di pericolosità sismica sono stati definiti gli spettri sismici di progetto per la componente orizzontale e verticale in corrispondenza degli stati limite di interesse.



Spettri verticali



Spettri orizzontali

7 Modellazione della struttura

La struttura è vista come un organismo tridimensionale composto da elementi resistenti diversi: travi, pilastri, pareti, solai e platee, ciascuno dei quali descritto come solido tridimensionale di dimensione finita.
Nella valutazione delle caratteristiche di rigidezza degli elementi si tiene conto della dimensione finita delle sezioni e dell'ingombro finito dei nodi di interconnessione.
Coerentemente con le caratteristiche degli edifici in cemento armato, il modello tiene conto del contributo irrigidente di ciascun solaio, modellando questi con elementi finiti bidimensionali connessi alle travi di contorno.

8 Criteri adottati per le analisi statiche

L'analisi dei carichi è svolta considerando i volumi reali al netto delle sovrapposizioni, per quanto riguarda i pesi propri, e le aree effettive di incidenza, per quanto riguarda i sovraccarichi.
Nella valutazione degli sforzi normali, ai fini della verifica dei pilastri e solo per questa, si è tenuto conto dell'azione non contemporanea dei carichi accidentali riducendo il carico accidentale gravante ai piani sovrastanti; si è assunto un fattore riduttivo del 0% per il piano immediatamente sovrastante a quello considerato e del 15% per i piani superiori.
Si è tenuto conto del fatto che i carichi permanenti sono parzialmente applicati già in fase di costruzione e quindi la deformazione assiale prodotta da questi è parzialmente compensata in fase di getto, riducendo di un fattore 100 % la deformabilità assiale dei pilastri ai fini della analisi per la condizione di carico permanente, e solo di questa.
Il calcolo per le singole azioni statiche è condotto assumendo un comportamento elastico lineare.

9 Criteri adottati per l'analisi sismica

La verifica alle azioni sismiche è stata condotta con il metodo dinamico per sovrapposizione modale.

Per tener conto di effetti dinamici locali, è stata utilizzata una distribuzione uniforme della massa sismica su tutti gli elementi.
Per gli elementi monodimensionali è stato utilizzato un elemento finito con dodici variabili di spostamento nodale, con l'aggiunta di due ulteriori parametri che governano le funzioni di forma interne (bubble functions).
Inoltre è stata messa in conto un'eccentricità sismica accidentale pari a 70 cm.
Gli effetti delle azioni sismiche orizzontali e verticali sono valutati mediante analisi dinamica linearizzata e sovrapposizione dei contributi modali, utilizzando la tecnica degli spettri di risposta, con le modalità prescritte dalla normativa.
In aggiunta alle azioni sismiche legate ai modi naturali calcolati, sono state inserite azioni sismiche di completamento modale. Il completamento modale introduce ulteriori modi di vibrazione che completano lo spettro già calcolato della sua parte complementare rispetto ai moti rigidi della struttura, e che raccolgono gli effetti dei modi a basso periodo trascurati dall'analisi modale. Il completamento modale svolge un ruolo particolarmente significativo nella valutazione degli effetti della componente verticale dell'accelerazione sismica che, tipicamente, tende ad eccitare prevalentemente i modi a basso periodo di vibrazione.
La formula di combinazione modale utilizzata è la nota CQC in accordo con le normative vigenti.
Nelle formule di combinazione CQC è stato assunto un coefficiente di smorzamento viscoso pari a 0.05.

10 Fattori di comportamento

Il fattore di comportamento o di struttura o semplicemente fattore q gioca un ruolo fondamentale nella definizione dell'azione sismica per lo stato limite di salvaguardia della vita e di collasso nell'ambito dell'analisi sismica lineare. Interviene infatti negli spettri sismici di progetto per Slv e Slc come fattore riduttivo delle accelerazioni spettrali, per tener conto del comportamento elasto-plastico dell'edificio sotto azione sismica.
I valori sono stati ottenuti in base alle indicazioni euristiche di normativa, tenendo conto della tipologia strutturale 'Deformabile torsionalmente', della regolarità in altezza 'Regolare', della regolarità in pianta 'Regolare' e della classe di duttilità 'Media'.
Per lo stato limite di Danno (SLD) sono stati adottati i seguenti fattori di struttura:
-fattore di comportamento per la componente sismica verticale : 1,50
-fattore di comportamento per la componente sismica orizzontale: 1,50
Per lo stato limite di Salvaguardia vita (SLV) sono stati adottati i seguenti fattori di struttura:
-fattore di comportamento per la componente sismica verticale : 1,50
-fattore di comportamento per la componente sismica orizzontale: 1,50
Per lo stato limite di Collasso (SLC) sono stati adottati i seguenti fattori di struttura:
-fattore di comportamento per la componente sismica verticale : 1,50
-fattore di comportamento per la componente sismica orizzontale: 1,50
Il valore del rapporto di sovraresistenza che concorre alla formazione del fattore di comportamento è stato assunto pari a 1.00.
La definizione completa degli spettri di risposta è riportata nell'omonima tabella nella sezione dei risultati globali di analisi, nel seguito del presente tabulato.

11 Combinazioni delle azioni

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti col metodo degli stati limite in accordo con le disposizioni e le modalità operative specificate dalle norme tecniche precedentemente citate, applicate in maniera unitaria ed integrale all'intero organismo strutturale.

Le verifiche delle sezioni sono condotte in campo elastico per gli stati limite di esercizio (verifiche tensionali e di fessurazione) ed in campo nonlineare per gli stati limite ultimi (verifiche di resistenza ultima). Le sollecitazioni di verifica sono state ottenute con procedure di inviluppo capaci di restituire i valori più gravosi per la particolare verifica, sia nei casi in cui comanda una singola componente (ad esempio nelle verifiche a flessione semplice dovuta al solo momento), sia nei casi in cui c'è l'interazione di più componenti (ad esempio nelle verifiche composte a pressoflessione deviata dovuta all'azione contemporanea dello sforzo normale e di due momenti flettenti o nelle verifiche a taglio-torsione in cui il taglio è accoppiato col momento torcente). Si tenga presente che nei casi di verifica a più componenti la procedura utilizzata nel software assicura la coerenza meccanica degli accoppiamenti, per evitare di mettere insieme componenti temporalmente incompatibili. Questo lo si ottiene con la tecnica dell'inviluppo associato, che consiste nel valutare le componenti accessorie applicando la stessa combinazione lineare utilizzata per la prima componente. Un'altra particolarità è che gli inviluppi non sono eseguiti in maniera massiva o su un sottoinsieme definito a priori fra tutte le possibili combinazioni, in quanto tali tecniche oltre ad essere di scarsa efficienza numerica (per l'elevatissimo numero di casi), non garantiscono che vengano individuati gli effettivi casi di massimo impegno (per una definizione carente del sottoinsieme iniziale o per lo sfoltimento successivo dei casi effettivi di verifica). Nel software si adotta invece una ricerca selettiva degli inviluppi, per puntare direttamente alle sollecitazioni più gravose per una data verifica, applicando una implementazione efficiente del metodo dell'inviluppo ellittico proposto da Menun e Der Kiureghian in Envelopes for seismic response vectors (J Struct Eng New York, 2000)

Con le procedure qui descritte si applicano le regole di combinazione definite nella normativa per vari stati limite secondo le espressioni riportate di seguito:

$\gamma_{G1,SLQ}\ G_1 + \gamma_{G2,SLQ}\ G_2 + \psi_2\ \gamma_{Q1,SLQ}\ Q_1 + \psi_2\ \gamma_{Q2,SLQ}\ Q_2 + \ldots$	Q.permanente	(SLQ)
$\gamma_{G1,SLF}\ G_1 + \gamma_{G2,SLF}\ G_2 + \psi_1\ \gamma_{Q1,SLF}\ Q_1 + \psi_2\ \gamma_{Q2,SLF}\ Q_2 + \ldots$	Frequente	(SLF)
$\gamma_{G1,SLR}\ G_1 + \gamma_{G2,SLR}\ G_2 + 1\ \gamma_{Q1,SLR}\ Q_1 + \psi_0\ \gamma_{Q2,SLR}\ Q_2 + \ldots$	Raro	(SLR)
$\gamma_{G1,SLU}\ G_1 + \gamma_{G2,SLU}\ G_2 + 1\ \gamma_{Q1,SLU}\ Q_1 + \psi_0\ \gamma_{Q2,SLU}\ Q_2 + \ldots$	Ultimo statico	(SLU)
$\gamma_{G1,SLV}\ G_1 + \gamma_{G2,SLV}\ G_2 + \psi_2\ \gamma_{Q1,SLV}\ Q_1 + \psi_2\ \gamma_{Q2,SLV}\ Q_2 + \ldots + E$	Sismici	(SLV e altri s.l.sismici)

Espressioni delle combinazioni di carico

in cui:

i fattori gamma sono fattori di combinazione per massimizzare o minimizzare l'effetto,

i fattori psi sono fattori di combinazione per tener conto di effetti statistici di simultaneità,

G1 rappresenta l'azione dei carichi permanenti,

G2 rappresenta l'azione dei carichi permanenti non strutturali,

Q1 rappresenta l'azione del carico variabile (assunta a turno nel ruolo di principale),

Q2,... rappresentano le azioni dei restanti carichi variabili (assunte a turno come secondarie),

E rappresenta l'azione sismica.

In queste espressioni i fattori gamma tengono conto della possibilità che l'azione possa avere effetti favorevoli o sfavorevoli sulla sicurezza, per cui sono considerati sempre ed in maniera indipendente sia in valore minimo (per minimizzare gli effetti favorevoli), sia in valore massimo (per massimizzare gli effetti sfavorevoli). In termini più generali, considerato che la sollecitazione d'inviluppo è un valore algebrico con un proprio segno (+/-), i fattori gamma permettono di minimizzare o massimizzare il valore algebrico finale, adottando di volta in volta il valore gamma nel suo valore minimo o massimo in funzione del segno del contributo da sommare.

Si noti che le espressioni riportate rappresentano una forma generalizzata delle espressioni di normativa. In particolare quando nella norma si sottintende un gamma unitario (ad esempio nelle combinazioni per SLQ, SLF, SLR sui termini G1 e G2) l'effetto può essere riprodotto adottando per gamma valori minimo e massimo coincidenti ad uno.

I fattori psi tengono conto della ridotta probabilità di occorrenza simultanea di due o più azioni indipendenti ed esprimono i valori statistici raro, frequente e quasi-permanente dell'azione, denotati rispettivamente dai pedici 0, 1 e 2.

Si applica inoltre il meccanismo della turnazione sui carichi variabili, che consiste nel considerare a turno uno di essi nel ruolo di carico principale (Q1) e tutti gli altri (Q2, Q3, ...) nel ruolo di carichi secondari, adottando per il principale fattori gamma e psi di maggiore peso.
Tutti i fattori che intervengono nelle espressioni sopra riportate sono inizializzati con valori in accordo con la normativa selezionata e sono eventualmente editabili dall'utente per trattare casi particolari in cui si richieda l'adozione di fattori imposti.
In particolare i fattori psi sono riportati nella tabella Caratteristiche dei tipi di carico, i fattori gamma nella tabella Fattori di combinazione per l'inviluppo delle sollecitazioni.
Analizziamo adesso il termine E delle combinazioni di tipo sismico. Nelle analisi sismiche lineari condotte con la tecnica dell'analisi dinamica modale con spettro di risposta, il termine rappresenta la sollecitazione di inviluppo dei modi di vibrazione e viene valutato con una delle due regole indicate di seguito:
la prima corrispondente alla regola SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati),
la seconda alla regola CQC (combinazione quadratica completa):

$$E = \pm\sqrt{\sum E_i^2} \qquad E = \pm\sqrt{\sum \psi_{ij} E_i E_j}$$

Inviluppi delle componenti sismiche

in cui:
Ei o Ej è il singolo contributo modale,
?ij è l'eventuale fattore di correlazione fra i modi i e j.
Si tenga presente che queste tecniche di inviluppo rappresentano la regola generale d'inviluppo delle componenti sismiche (riportate ai §7.3.3.1/Ntc08 e §7.3.3.1/Ntc18) e si ritrovano nei più autorevoli testi di dinamica strutturale (vedi .Wilson: Three dimensional static and dynamic analysis of structures, §15.8 Orthogonal effects in spectral analysis), nonché nello stesso Eurocodice 8 (EN1998-1/4.3.3.5.1).
Questa impostazione ha il vantaggio di non essere dipendente dalla particolare scelta del sistema di riferimento ed inoltre ha una chiara giustificazione teorica, in quanto discende dalla teoria dei processi aleatori gaussiani: interpretando la dinamica del singolo modo come un processo aleatorio è possibile infatti ricavare i valori caratteristici tramite la legge della radice quadrata della somma dei quadrati.
Per queste ragioni, nel software si adotta tale tecnica d'inviluppo, preferendola a tecniche alternative quali quella comunemente nota come "100-30-30", prevista sia dalle norme italiane che dall'Eurocodice 8 come possibile alternativa.
Sono state considerate le combinazioni di azioni corrispondenti ai seguenti stati limite:
sismico slo,
sismico sld,
sismico slv,
sismico slc.

12 Modalità di progetto e verifica

Gli elementi strutturali sono stati progettati in accordo con quanto prescritto dalle norme tecniche adottate.
La verifica degli elementi per le combinazioni di carico non sismiche è stata eseguita sulla base di analisi statiche riguardanti l'azione permanente e le varie azioni variabili agenti sulla struttura. Le soluzioni per le singole azioni sono quindi state inviluppate nel rispetto delle leggi di combinazione dettate dalla norma, ricavando in questo modo le sollecitazioni da considerare nelle verifiche degli elementi, su varie sezioni significative lungo la luce.

La verifica degli elementi per le combinazioni di carico sismiche è stata eseguita in maniera analoga mediante analisi lineare, procedendo quindi agli inviluppi delle sollecitazioni e all'esecuzione delle verifiche nelle sezioni di campionamento poste sugli elementi.

Le resistenze di calcolo sono state ottenute in maniera differenziata per meccanimi duttili e fragili. Per i meccanismi duttili le resistenze di calcolo sono state ottenute dai valori medi dei materiali, dividendo per il fattore di confidenza. Per i meccanismi fragili le resistenze di calcolo sono state ottenute dai valori medi dei materiali, dividendo per i fattori gamma e per il fattore di confidenza.

Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse. Nel caso in esame in base ai risultati delle prove effettuate il terreno in esame appartiene alla **categoria di sottosuolo di tipo B,** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana molto consistenti con spessori superiori a 30m.*

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Nel caso in esame si considera la categoria **T1** per superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i≤15° e quindi il coefficiente di amplificazione topografica S_T è pari a **1,0**.

Vita nominale

La vita nominale della struttura V_N, ovvero il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata allo scopo a cui è destinata, è stata ricavata dalla tabella 2.4.I (§2.4.1.) delle norme tecniche è posta pari a 100 anni (o 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 d'uso

La classe d'uso viene determinata in base ai dettami del § 2.4.2 delle NTC, per cui in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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. Ai fini della valutazione delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso la struttura viene ricondotta alla *classe d'uso* III per costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, in cui ricadono le scuole, come specificato nel paragrafo C2.4.2 della circolare 2 febbraio 2009.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento per l'azione sismica V_R, ottenuto come prodotto della vita nominale V_N, precedentemente valutata, e del valore del coefficiente d'uso C_U, che per strutture di classe III è pari a 2.0, è:
$V_R = V_N * C_U$ =100 anni

Spettri di risposta elastici

Determinati i parametri necessari per la formulazione analitica degli spettri sono stati costruiti gli spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale e verticale per i diversi stati limite.Nello specifico, ogni spettro elastico è definito da quattro rami, al variare del periodo T, descritti dalle leggi riportate di seguito.

Per lo stato limite di Operatività sismica (SLO) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

-Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 90

-Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,079

-Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,46

-Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,28

Per lo stato limite di Danno sismico (SLD) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

-Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 151

-Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,097

-Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,51

-Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,28

Per lo stato limite di Salvaguardia della vita (SLV) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

-Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 1424

-Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,206

-Fattore di amplificazione max per spettro orizzontale: 2,54

-Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,29

Per lo stato limite di Collasso sismico (SLC) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

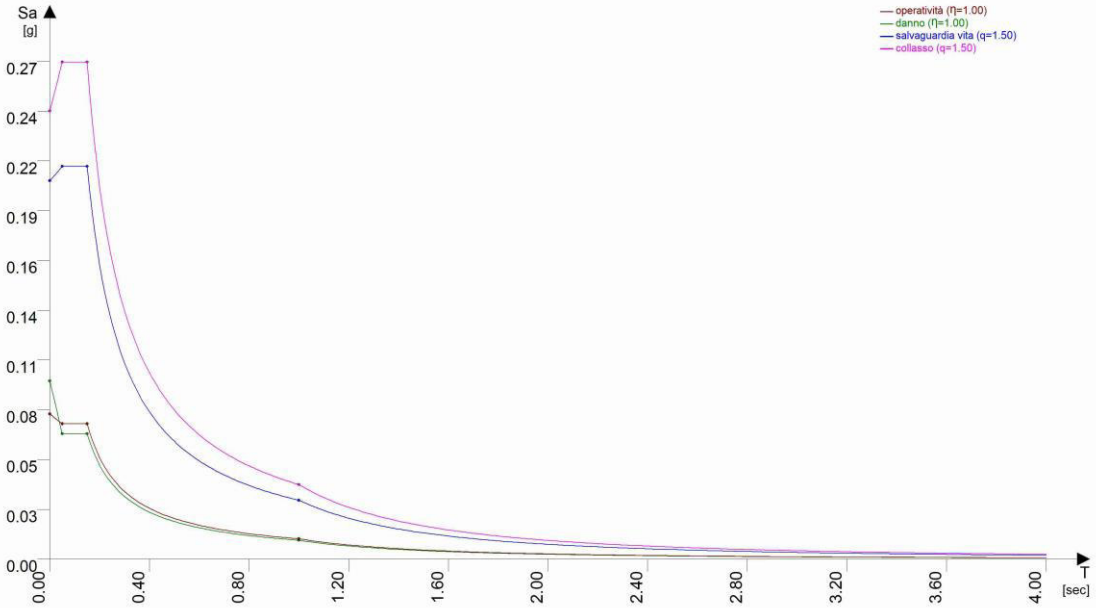
-Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 2475

-Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,244

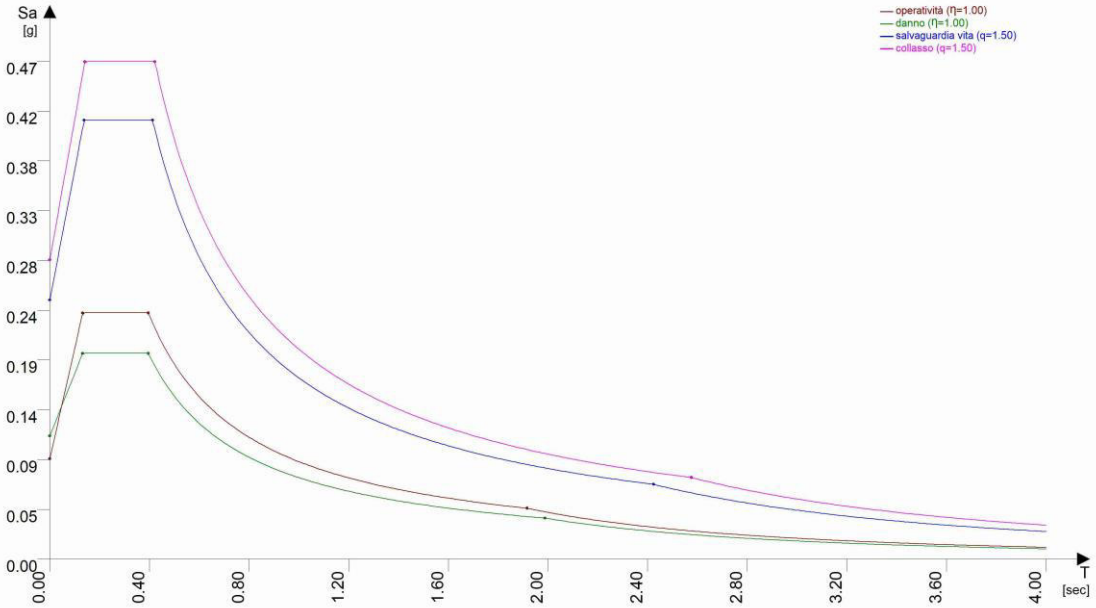
-Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,50

-Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,30

In base ai parametri di pericolosità sismica sono stati definiti gli spettri sismici di progetto per la componente orizzontale e verticale in corrispondenza degli stati limite di interesse.



Spettri verticali



Spettri orizzontali

Definizione delle azioni considerate sulla costruzione

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Località: Montereale
Provincia: L'AQUILA
Regione: ABRUZZO

Coordinate GPS:
Latitudine : 41.854 N
Longitudine: 12,522 E

Altitudine s.l.m.: 945,0 m

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

Normativa di riferimento:
D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

NEVE:

Zona Neve = II

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = qsk Ce = 413 daN/mq

Copertura a una faldea:
Angolo di inclinazione della falda = 0,0°
□1(□1) = 0,80 => Q1 = 330 daN/mq

VENTO:

Zona vento = 3
Velocità base della zona, Vb.o = 27 m/s (Tab. 3.3.I)
Altitudine base della zona, Ao = 500 m (Tab. 3.3.I)
Altitudine del sito, As = 945 m
Ka = 0,370 (Tab. 3.3.I)
Velocità di riferimento, Vb = Vb.o (1 + Ka (As/Ao - 1)) = 35.89 m/s
Periodo di ritorno, Tr = 50 anni
Cr = 1 per Tr = 50 anni
Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, Vr = Vb Cr = 35.89 m/s

Classe di rugosità del terreno: C
[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: (Entroterra fino a 750 m di altitudine) tipo IV
(Kr = 0,22; Zo = 0,30 m; Zmin = 8 m)
Pressione cinetica di riferimento, qb =81 daN/mq

Coefficiente di forma, Cp = 1,00
Coefficiente dinamico, Cd = 1,00
Coefficiente di esposizione, Ce = 1,63
Coefficiente di esposizione topografica, Ct = 1,00
Altezza dell'edificio, h = 5,00 m

Pressione del vento, p = qb Ce Cp Cd = 132 daN/mq

Permanenti strutturali (G1), permanenti non strutturali (G2) e carichi varibili (Qk)

Si riportano di seguito le immagini relative ai vari impalcati ed una tabella contenente i carichi (distinti in carichi permanenti e variabili) assegnati ai solai e quindi successivamente riportati come distribuiti sulle travi dell'orditura principale.

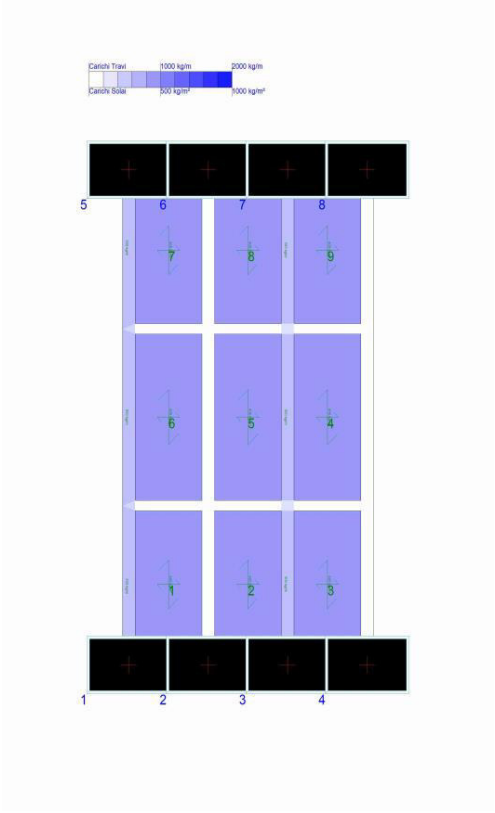
I carichi permanenti non strutturali sono stati valutati sulla base dei pesi di volume di cui alla tabella 3.1.I delle norme e applicati esplicitamente, relative ai materiali e alle tipologie costruttive utilizzate nella progettazione e in base ai saggi effettuati sui vari calpestii di piano. La presente struttura, come riportato al punto 3.1.4 della vigente normativa, è sottoposta ai carichi variabili di cui alla tabella 3.1.

Si esplicitano nel seguito i carichi considerati agenti sull'impalcato.

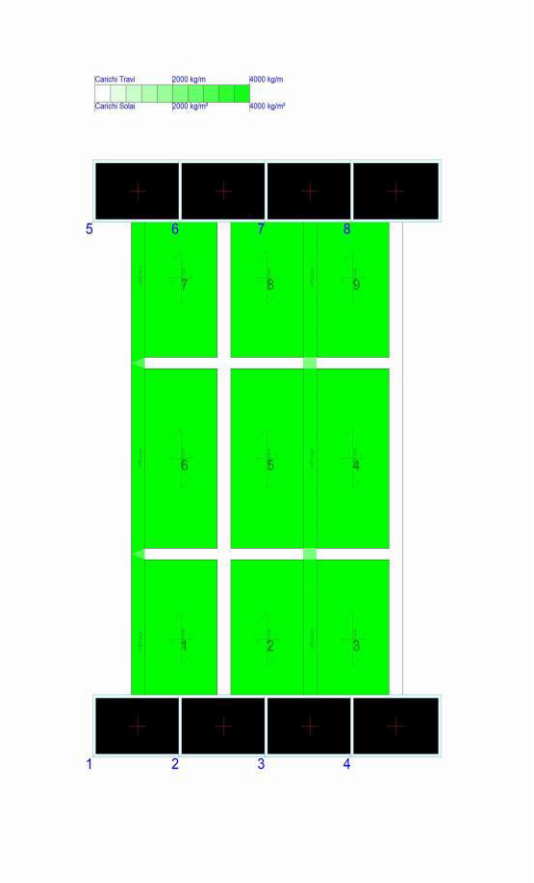
CARICHI POST OPERAM

Mappe dei carichi permanenti e variabili applicati sui solai e sulle travi.

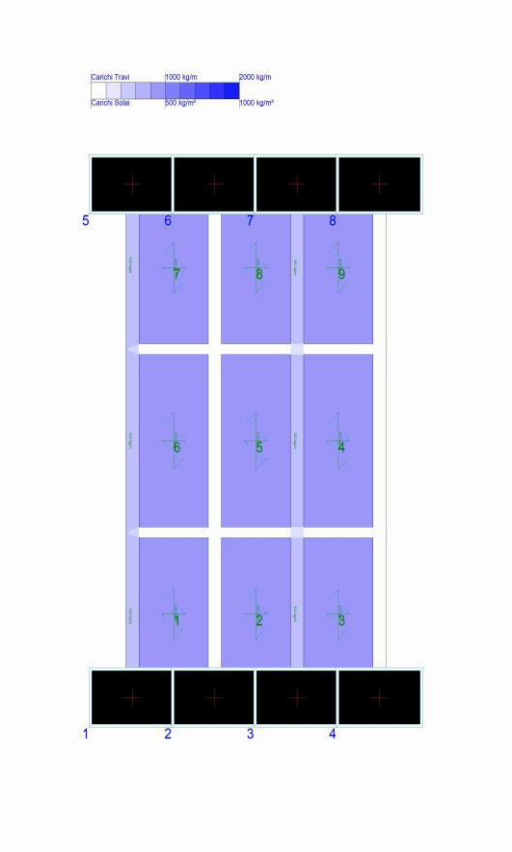
Nelle viste che seguono è possibile apprezzare visivamente disposizione ed intensità dei carichi permanenti e variabili applicati sui solai e sulle travi, essendo l'entità del carico espresso con codice colore.



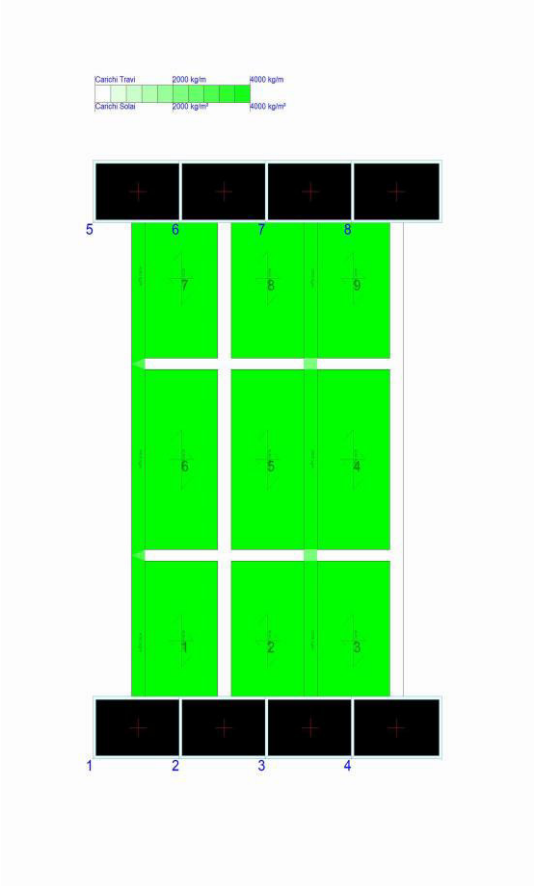
Mappa carichi permanenti al livello 0



Mappa carichi variabili al livello 0



Mappa carichi permanenti al livello 1



Mappa carichi variabili al livello 1

Definizione dei materiali

Tutti i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere qualificati dal produttore secondo le modalità indicate nel capitolo 11 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" approvate con D.M. 17 Gennaio 2018 e successive circolari esplicative. E' onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, acquisire e verificare la documentazione di qualificazione.
I rimandi ai paragrafi non specificanti la norma si sottintendono riferirsi al D.M. 17/01/2018.

CALCESTRUZZO

Prescrizioni comuni

- Cemento: tipo CEM II/B-LL 32,5 R conforme a UNI EN 197/1;
- Aggregati: obbligo di marcatura CE conforme alle norme UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1;
- Acqua: conforme alla norma UNI EN 1008: 2003;
- Additivi: conforme alla norma UNI EN 934-2;
- Aggiunte: conformi alle norme UNI EN 450-1 e UNI EN 13263-1.

Calcestruzzo utilizzato per strutture in elevazione e per fondazioni

Classe d'uso costruzione	III
Classe di esposizione (norma UNI11104 - UNI EN 206_1)	XC4

Rapporto max a/c	0.60
Classe di resistenza	C28/35

- *Valori di design del copriferro*

Controllo qualità	**Tolleranza**	**Ambiente**	**Tipo elemento**	**Copriferro minimo [cm]**	
	[mm]			Fondazioni	Strutt.elevazione
NO	5	Ordinario	Altri elementi	3,5 ± 1	2,5 ± 1

LEGANTI PER INIEZIONI

Iniezioni, in perfori armati , malta epossidica bicomponente a consistenza tissotropica o colabile, conforme ai requisiti richiesti dalla Norma EN 1504-4, per incamiciature, ancoraggi strutturali, ringrossi etc., compresa l'accurata pulizia del foro con aria compressa, la pulitura del materiale in eccesso, ogni materiale occorrentedi miscela di leganti idraulici speciali espansivi a base di cemento con le seguenti caratteristiche:

ACCIAIO

Acciaio per cemento armato B450C e per connessioni

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, caratterizzate dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{y\ nom}$	450 N/mm^2
$f_{t\ nom}$	540 N/mm^2

e che rispettino i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥1,15 <1,35	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	≤ 1,25	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	≥ 7,5 %	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\phi < 12$ mm $12 \leq \phi \leq 16$ mm per $16 < \phi \leq 25$ mm per $25 < \phi \leq 40$ mm	 4ϕ 5 ϕ 8 ϕ 10 ϕ	

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche di cui alle precedenti tabelle vale quanto indicato nella norma UNI EN ISO 15630-1: 2004.
Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

Acciai per strutture metalliche e per strutture composte

In sede di progettazione si sono assunti convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- modulo elastico E = 210000 N/mm^2;
- modulo di elasticità trasversale G = E / [2 (1 + ν)] N/mm^2;
- coefficiente di Poisson ν = 0,3;
- densità coefficiente di espansione termica lineare α = 12 x 10^{-6} per °C^{-1} (per temperature fino a 100 °C);
- ρ = 7850 kg/m^3.

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, sono stati utilizzati nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti:

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm^2]	f_{tk} [N/mm^2]	f_{yk} [N/mm^2]	f_{tk} [N/mm^2]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 11.3.X - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm^2]	f_{tk} [N/mm^2]	f_{yk} [N/mm^2]	f_{tk} [N/mm^2]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550

UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		

Nel caso specifico sono stati adoperati acciai tipo S275JR+N.
I controlli sui laminati verranno eseguiti secondo le prescrizioni di cui al § 11.3.4.10, mentre per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al § 11.3.1.5.

Bulloni

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella seguente tabella:

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella sono sotto riportate:

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm^2)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm^2)	400	500	600	800	1000

Nel progetto medesimo sono stati utilizzate viti di classe 8.8 ad alta resistenza accoppiate a dadi di classe 8.
I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni della sottostante tabella:

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 : 2001	UNI EN 14399 :2005 parti 3 e 4
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN 20898-2 :1994	
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI EN 14399 :2005 parti 5 e 6
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico devono soddisfare i requisiti di cui

alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1, e recare la relativa marcatura CE, con le specificazioni di cui al punto A del § 11.1.

RINFORZO CON MATERIALI COMPOSITI

Trattamento dei ferri d'armatura con prodotto passivante liquido con dispersione di polimeri di resine sintetiche legate a cemento, applicato a pennello in due strati, con intervallo di almeno 2 ore tra la prima e la seconda mano per uno spessore complessivo di circa 2 mm, previa accurata pulitura dalla ruggine con sabbiatura o pulizia meccanica mediante spazzolatura, compreso quant'altro occorre per dare il lavoro finito misurato nella superficie di struttura di cui si trattano le armature.

Riprofilatura con rifinitura a cazzuola e frattazzo metallico, per ripristino del copriferro, con malta pronta a ritiro controllato fibrorinforzata, a base di cemento, con aggregati selezionati, speciali resine sintetiche e microsilicati, con eventuale 0,25% di additivo stagionante liquido esente da cloruri, dalle seguenti caratteristiche, dopo 28 giorni : resistenza a compressione >40 MPa, resistenza a flessione > 7 MPa, adesione al supporto > 2 MPa, modulo elastico > 25 GPa, Per spessore medio mm 30-

Intervento di rinforzo strutturale mediante nastri di fibre di carbonio con resine epossidiche, da incollarsi direttamente sulla struttura da rinforzare, previa preparazione delle pareti (ripristino delle parti ammalorate, regolarizzazione e rettifica della superficie tramite levigazione, stondatura degli spigoli etc.) da pagarsi a parte. Sono compresi: (1) l'applicazione di primer bicomponente a base di resine epossidiche, per creare un opportuno strato filmogeno di supporto e interfaccia, distribuito sull'intera superficie di incollaggio; (2) il livellamento della superficie mediante stucco epossidico; (3) la stesa, sullo strato di stucco ancora fresco, del primo strato di resina epossidica di media viscosità per l'incollaggio delle fibre di rinforzo, eseguita a pennello, o a rullo a pelo corto, per uno spessore uniforme di circa 0,5 mm; (4) l'applicazione dei nastri di materiale composito, secondo le indicazioni di progetto, avendo cura di evitare la formazione di eventuali bolle d'aria ed agendo con un apposito rullo metallico in modo da far penetrare l'adesivo nel tessuto; (5) la stesa di un secondo strato di resina epossidica di media viscosità, eseguita a pennello o a rullo a pelo corto, sul precedente strato di adesivo ancora fresco, in spessore di circa 0,5 mm a completa ricopertura della fascia di tessuto, ripassando più volte sul tessuto impregnato il rullino metallico ; (6) l'eventuale ripetizione delle fasi (4), (5) e (6) per tutti gli strati previsti in progetto, sia in semplice sovrapposizione che in direzione ortogonale alla precedente; (7) la rimozione delle eventuali parti eccedenti di resina. Il materiale di rinforzo deve garantire le caratteristiche minime prestazionali di progetto, che dovranno essere adeguatamente provate mediante controllo di accettazione dei materiali in opera con prove eseguite presso un laboratorio abilitato (queste ultime non comprese nel prezzo) secondo quanto prescritto ai Paragrafi 5.7 e 5.8 delle "Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo di interventi di rinforzo di strutture in c.a. e c.a.p. e murarie mediante FRP" del C.S.LL.PP. e certificate da laboratori riconosciuti a livello nazionale od internazionale. Il prezzo, ad unità di superficie di rinforzo effettivamente posto in opera,è comprensivo di ogni fornitura di materiale e di quanto altro occorre per dare il lavoro finito. Con tessuto unidirezionale:- del peso di ca. 400 g/mq² (E>230 GPa)

ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

Indicazione delle principali combinazioni delle azioni

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti col metodo degli stati limite in accordo con le disposizioni e le modalità operative specificate dalle norme tecniche precedentemente citate, applicate in maniera unitaria ed integrale all'intero organismo strutturale.

Le verifiche delle sezioni sono condotte in campo elastico per gli stati limite di esercizio (verifiche tensionali e di fessurazione) ed in campo nonlineare per gli stati limite ultimi (verifiche di resistenza ultima). Le sollecitazioni di verifica sono state ottenute con procedure di inviluppo capaci di restituire i valori più gravosi per la particolare verifica, sia nei casi in cui comanda una singola componente (ad esempio nelle verifiche a flessione semplice dovuta al solo momento), sia nei casi in cui c'è l'interazione di più componenti (ad esempio nelle verifiche composte a pressoflessione deviata dovuta all'azione contemporanea dello sforzo normale e di due momenti flettenti o nelle verifiche a taglio-torsione in cui il taglio è accoppiato col momento torcente). Si tenga presente che nei casi di verifica a più componenti la procedura utilizzata nel software assicura la coerenza meccanica degli accoppiamenti, per evitare di mettere insieme componenti temporalmente incompatibili. Questo lo si ottiene con la tecnica dell'inviluppo associato, che consiste nel valutare le componenti accessorie applicando la stessa combinazione lineare utilizzata per la prima componente. Un'altra particolarità è che gli inviluppi non sono eseguiti in maniera massiva o su un sottoinsieme definito a priori fra tutte le possibili combinazioni, in quanto tali tecniche oltre ad essere di scarsa efficienza numerica (per l'elevatissimo numero di casi), non garantiscono che vengano individuati gli effettivi casi di massimo impegno (per una definizione carente del sottoinsieme iniziale o per lo sfoltimento successivo dei casi effettivi di verifica). Nel software si adotta invece una ricerca selettiva degli inviluppi, per puntare direttamente alle sollecitazioni più gravose per una data verifica, applicando una implementazione efficiente del metodo dell'inviluppo ellittico proposto da Menun e Der Kiureghian in Envelopes for seismic response vectors (J Struct Eng New York, 2000)

Con le procedure qui descritte si applicano le regole di combinazione definite nella normativa per vari stati limite secondo le espressioni riportate di seguito:

Espressioni delle combinazioni di carico

in cui:

i fattori gamma sono fattori di combinazione per massimizzare o minimizzare l'effetto,

i fattori psi sono fattori di combinazione per tener conto di effetti statistici di simultaneità,

G1 rappresenta l'azione dei carichi permanenti,

G2 rappresenta l'azione dei carichi permanenti non strutturali,

Q1 rappresenta l'azione del carico variabile (assunta a turno nel ruolo di principale),

Q2,... rappresentano le azioni dei restanti carichi variabili (assunte a turno come secondarie),

E rappresenta l'azione sismica.

In queste espressioni i fattori gamma tengono conto della possibilità che l'azione possa avere effetti favorevoli o sfavorevoli sulla sicurezza, per cui sono considerati sempre ed in maniera indipendente sia in valore minimo (per minimizzare gli effetti favorevoli), sia in valore massimo (per massimizzare gli effetti sfavorevoli). In termini più generali, considerato che la sollecitazione d'inviluppo è un valore algebrico con un proprio segno (+/-), i fattori gamma permettono di minimizzare o massimizzare il valore algebrico finale, adottando di volta in volta il valore gamma nel suo valore minimo o massimo in funzione del segno del contributo da sommare.

Si noti che le espressioni riportate rappresentano una forma generalizzata delle espressioni di normativa. In particolare quando nella norma si sottintende un gamma unitario (ad esempio nelle combinazioni per SLQ, SLF,

SLR sui termini G1 e G2) l'effetto può essere riprodotto adottando per gamma valori minimo e massimo coincidenti ad uno.
I fattori psi tengono conto della ridotta probabilità di occorrenza simultanea di due o più azioni indipendenti ed esprimono i valori statistici raro, frequente e quasi-permanente dell'azione, denotati rispettivamente dai pedici 0, 1 e 2.
Si applica inoltre il meccanismo della turnazione sui carichi variabili, che consiste nel considerare a turno uno di essi nel ruolo di carico principale (Q1) e tutti gli altri (Q2, Q3, ...) nel ruolo di carichi secondari, adottando per il principale fattori gamma e psi di maggiore peso.
Tutti i fattori che intervengono nelle espressioni sopra riportate sono inizializzati con valori in accordo con la normativa selezionata e sono eventualmente editabili dall'utente per trattare casi particolari in cui si richieda l'adozione di fattori imposti. In particolare i fattori psi sono riportati nella tabella Caratteristiche dei tipi di carico, i fattori gamma nella tabella Fattori di combinazione per l'inviluppo delle sollecitazioni.
Analizziamo adesso il termine E delle combinazioni di tipo sismico. Nelle analisi sismiche lineari condotte con la tecnica dell'analisi dinamica modale con spettro di risposta, il termine rappresenta la sollecitazione di inviluppo dei modi di vibrazione e viene valutato con una delle due regole indicate di seguito:
la prima corrispondente alla regola SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati),
la seconda alla regola CQC (combinazione quadratica completa):

Inviluppi delle componenti sismiche

in cui:
Ei o Ej è il singolo contributo modale,
?ij è l'eventuale fattore di correlazione fra i modi i e j.
Si tenga presente che queste tecniche di inviluppo rappresentano la regola generale d'inviluppo delle componenti sismiche (riportate ai §7.3.3.1/Ntc08 e §7.3.3.1/Ntc18) e si ritrovano nei più autorevoli testi di dinamica strutturale (vedi .Wilson: Three dimensional static and dynamic analysis of structures, §15.8 Orthogonal effects in spectral analysis), nonché nello stesso Eurocodice 8 (EN1998-1/4.3.3.5.1).
Questa impostazione ha il vantaggio di non essere dipendente dalla particolare scelta del sistema di riferimento ed inoltre ha una chiara giustificazione teorica, in quanto discende dalla teoria dei processi aleatori gaussiani: interpretando la dinamica del singolo modo come un processo aleatorio è possibile infatti ricavare i valori caratteristici tramite la legge della radice quadrata della somma dei quadrati.
Per queste ragioni, nel software si adotta tale tecnica d'inviluppo, preferendola a tecniche alternative quali quella comunemente nota come "100-30-30", prevista sia dalle norme italiane che dall'Eurocodice 8 come possibile alternativa.
Sono state considerate le combinazioni di azioni corrispondenti ai seguenti stati limite:
sismico slo,
sismico sld,
sismico slv,
sismico slc.

INDICAZIONE DEL METODO DI ANALISI

Modellazione della struttura

La struttura è vista come un organismo tridimensionale composto da elementi resistenti diversi: travi, pilastri, pareti, solai e platee, ciascuno dei quali descritto come solido tridimensionale di dimensione finita.
Nella valutazione delle caratteristiche di rigidezza degli elementi si tiene conto della dimensione finita delle sezioni e dell'ingombro finito dei nodi di interconnessione.
Coerentemente con le caratteristiche degli edifici in cemento armato, il modello tiene conto del contributo irrigidente di ciascun solaio, modellando questi con elementi finiti bidimensionali connessi alle travi di contorno.

Criteri adottati per le analisi statiche

L'analisi dei carichi è svolta considerando i volumi reali al netto delle sovrapposizioni, per quanto riguarda i pesi propri, e le aree effettive di incidenza, per quanto riguarda i sovraccarichi.
Nella valutazione degli sforzi normali, ai fini della verifica dei pilastri e solo per questa, si è tenuto conto dell'azione non contemporanea dei carichi accidentali riducendo il carico accidentale gravante ai piani sovrastanti; si è assunto un fattore riduttivo del 0% per il piano immediatamente sovrastante a quello considerato e del 15% per i piani superiori.
Si è tenuto conto del fatto che i carichi permanenti sono parzialmente applicati già in fase di costruzione e quindi la deformazione assiale prodotta da questi è parzialmente compensata in fase di getto, riducendo di un fattore 100 % la deformabilità assiale dei pilastri ai fini della analisi per la condizione di carico permanente, e solo di questa.
Il calcolo per le singole azioni statiche è condotto assumendo un comportamento elastico lineare.

Criteri adottati per l'analisi sismica

La verifica alle azioni sismiche è stata condotta con il metodo dinamico per sovrapposizione modale.
Per tener conto di effetti dinamici locali, è stata utilizzata una distribuzione uniforme della massa sismica su tutti gli elementi.
Per gli elementi monodimensionali è stato utilizzato un elemento finito con dodici variabili di spostamento nodale, con l'aggiunta di due ulteriori parametri che governano le funzioni di forma interne (bubble functions).
Inoltre è stata messa in conto un'eccentricità sismica accidentale pari a 70 cm.
Gli effetti delle azioni sismiche orizzontali e verticali sono valutati mediante analisi dinamica linearizzata e sovrapposizione dei contributi modali, utilizzando la tecnica degli spettri di risposta, con le modalità prescritte dalla normativa.
In aggiunta alle azioni sismiche legate ai modi naturali calcolati, sono state inserite azioni sismiche di completamento modale.
Il completamento modale introduce ulteriori modi di vibrazione che completano lo spettro già calcolato della sua parte complementare rispetto ai moti rigidi della struttura, e che raccolgono gli effetti dei modi a basso periodo trascurati dall'analisi modale. Il completamento modale svolge un ruolo particolarmente significativo nella valutazione degli effetti della componente verticale dell'accelerazione sismica che, tipicamente, tende ad eccitare prevalentemente i modi a basso periodo di vibrazione.
La formula di combinazione modale utilizzata è la nota CQC in accordo con le normative vigenti.
Nelle formule di combinazione CQC è stato assunto un coefficiente di smorzamento viscoso pari a 0.05.

Fattori di comportamento

Il fattore di comportamento o di struttura o semplicemente fattore q gioca un ruolo fondamentale nella definizione dell'azione sismica per lo stato limite di salvaguardia della vita e di collasso nell'ambito dell'analisi sismica lineare. Interviene infatti negli spettri sismici di progetto per Slv e Slc come fattore riduttivo delle accelerazioni spettrali, per tener conto del comportamento elasto-plastico dell'edificio sotto azione sismica.

I valori sono stati ottenuti in base alle indicazioni euristiche di normativa, tenendo conto della tipologia strutturale 'Deformabile torsionalmente', della regolarità in altezza 'Regolare', della regolarità in pianta 'Regolare' e della classe di duttilità 'Media'.
Per lo stato limite di Danno (SLD) sono stati adottati i seguenti fattori di struttura:
-fattore di comportamento per la componente sismica verticale : 1,50
-fattore di comportamento per la componente sismica orizzontale: 1,50
Per lo stato limite di Salvaguardia vita (SLV) sono stati adottati i seguenti fattori di struttura:
-fattore di comportamento per la componente sismica verticale : 1,50
-fattore di comportamento per la componente sismica orizzontale: 1,50
Per lo stato limite di Collasso (SLC) sono stati adottati i seguenti fattori di struttura:
-fattore di comportamento per la componente sismica verticale : 1,50
-fattore di comportamento per la componente sismica orizzontale: 1,50
Il valore del rapporto di sovraresistenza che concorre alla formazione del fattore di comportamento è stato assunto pari a 1.00.
La definizione completa degli spettri di risposta è riportata nell'omonima tabella nella sezione dei risultati globali di analisi, nel seguito del presente tabulato.

Sintesi dei risultati del calcolo

In questa sezione vengono presentati informazioni sintetiche e di facile lettura sull'impostazione progettuale e sui risultati raggiunti, con la finalità di facilitare il controllo e la valutazione del calcolo da parte di figure professionali preposte a tali compiti. In particolare verranno riportate tabelle ed elaborati grafici capaci di trasmettere visivamente le principali informazioni inerenti la modellazione e il calcolo eseguito. Per il controllo della modellazione risultano significative le viste a toni di colore sulla disposizione dei carichi, sia della componente permanente sia di quella variabile. Nel caso delle analisi lineari verranno riportati il quadro sintetico delle verifiche a testimonianza del grado di sicurezza raggiunto, gli istogrammi delle verifiche sugli elementi più sollecitati, i diagrammi delle sollecitazioni su alcuni elementi selezionati a campione, le deformate 3D dei principali modi di vibrare e le mappe cromatiche in 3D degli elementi maggiormente impegnati. Nel caso dell'analisi pushover verranno messi in evidenza per le scansioni più significative, i modi di deformazione pushover in 3D, le curve pushover con i relativi istogrammi capacità/domanda e la mappa cromatica in 3D degli impegni di duttilità al raggiungimento degli stati limite di interesse.

Quadro sintetico di tutte le verifiche eseguite.
In questa tabella sono indicati i fattori di sicurezza minimi registrati per tutte le verifiche eseguite dal programma in corrispondenza degli stati limite di riferimento.
La verifica è soddisfatta se il relativo fattore di sicurezza è maggiore o uguale ad 1.

Verifica per stati limite	SLQ	SLF	SLR	SLU	SLO	SLD	SLV	SLC	GR	TA
Punte di tensione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Fessurazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Resistenza a p.flessione	---	---	---	---	0,90 !	0,90 !	0,94 !	0,94 !	---	---
Resistenza a taglio	---	---	---	---	1,38	1,38	1,28	1,28	---	---
Resistenza dei nodi	---	---	---	---	---	---	4,36	---	---	---
Spostamenti relativi	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Spostamenti assoluti	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Tensioni in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Cedimenti in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Distorsioni in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Scorrimento in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Quadro del miglioramento o dell'adeguamento sismico.

Quest'altro quadro è invece riferito alla valutazione del miglioramento o dell'adeguamento sismico. E' disponibile quindi per edifici esistenti e permette di confrontare i fattori di sicurezza delle due situazioni strutturali da confrontare in questi casi: ovvero la situazione allo stato di fatto o ante-operam (prima di un eventuale intervento di rinforzo) e la situazione allo stato rinforzato o post-operam (dopo la messa in opera di rinforzi).

Si tenga presente che nel caso in esame, la tabella mostra i fattori di sicurezza del solo stato ante-operam essendo non disponibile nel modello di calcolo l'analisi della situazione post operam.

Verifica	Ze(E)	Ze(R)	PgaC(E)	PgaC(R)	PgaD	Miglioramento	Adeguamento
Slc	1,193	---	0,291	---	0,244	---	---
Slv	1,413	---	0,291	---	0,206	---	---
Sld	---	---	---	---	0,097	---	---
Slo	---	---	---	---	0,079	---	---

Quadro della capacità sismica.

Il quadro seguente riporta i valori di capacità sismica per varie tipologie di verifica e per gli stati limite in cui le verifiche in esame sono effettivamente richieste.

I valori di capacità sono espressi in termini di:

Ze: fattore di sicurezza

PgaC: capacità in Pga [g]

TrC: capacità in periodo di ritorno [anni]

Tali informazioni sono utili per la compilazione delle schede di vulnerabilità sismica della Protezione Civile, assunte come riferimento in tutte le procedure che disciplinano i contributi statali per gli interventi di prevenzione del rischio sismico.

I fattori di sicurezza sismici rappresentano il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura (capacità di Pga) e l'azione sismica di progetto (domanda di Pga). Possono anche essere visti come il moltiplicatore massimo del sisma di progetto compatibile con il soddisfacimento delle verifiche strutturali, ovvero esprimono di quanto è possibile amplificare il sisma per raggiungere in quella particolare verifica la prima crisi strutturale.

Meccanismo di crisi	Slo: Ze, PgaC, TrC	Sld: Ze, PgaC, TrC	Slv: Ze, PgaC, TrC	Slc: Ze, PgaC, TrC
Deformazione di danno	----	----	----	----
Resistenza a taglio	8.367 0.661 3000	10.996 1.067 3000	5.066 1.044 3000	4.277 1.044 3000
Resistenza nodo	----	----	4.000 0.824 3000	3.377 0.824 3000
Resistenza p.flessione/Rotazione	0.911 0.072 70 !	0.984 0.095 144 !	1.413 0.291 3000	1.193 0.291 3000
Portanza fondazioni	----	----	----	----

ANALISI DINAMICA LINEARE

Al fine di indagare il comportamento della struttura in campo dinamico (modi di vibrare e periodi propri) è stata 4.3 Parametri di pericolosità sismica

S.limite	P.ritorno	Pericolosità sismica		
	Pr	ago	Fo	Tc*
SLO	90	0,079	2,457	0,279
SLD	151	0,097	2,508	0,279
SLV	1424	0,206	2,541	0,294
SLC	2475	0,244	2,495	0,302

4.4 Spettri di risposta sismici

S.limite	Acc.suolo		Periodi spettrali		Fat.spettrale		Fat.suolo		Fat.strutturali	
	ag	Tb	Tc	Td	F	Ss	St	?	q	
SLO orizzontale	0,079	0,13	0,40	1,92	2,457	1,20	1,00	1,00	-	
SLD orizzontale	0,097	0,13	0,40	1,99	2,508	1,20	1,00	0,67	-	
SLV orizzontale	0,206	0,14	0,41	2,42	2,541	1,19	1,00	-	1,50	

SLC orizzontale	0,244	0,14	0,42	2,58	2,495	1,16	1,00	-	1,50
SLO verticale	0,079	0,05	0,15	1,00	0,93	1,00	1,00	1,00	-
SLD verticale	0,097	0,05	0,15	1,00	1,05	1,00	1,00	0,67	-
SLV verticale	0,206	0,05	0,15	1,00	1,56	1,00	1,00	-	1,50
SLC verticale	0,244	0,05	0,15	1,00	1,66	1,00	1,00	-	1,50

4.5 Masse di piano per analisi sismica dinamica

		Massa sismica	C. Masse
Liv	Qp	Ws	CmX	CmY
1	6,00	523,53	3,64	7,00

4.6 Risultati dell'analisi spettrale

Modo	Periodo del modo			Partecipazione di massa			Forma	A.spettrale slu		A.spettrale sld		A.spettrale slo	
	Tslu	Tsld	Tslo	mx	my	mz	mch	mcv		aso	asv	aso	asv
	aso	asv											
1	3,4976	3,4976	3,4976	0,000	1,000	0,000	0,500	0,000	preval. Y	0,034	0,003	0,013	0,001
	0,014	0,001											
2	2,8000	2,8000	2,8000	1,000	0,000	0,000	1,000	0,000	preval. X	0,053	0,004	0,020	0,001
	0,023	0,001											
3	0,2563	0,2563	0,2563	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	torsionale		0,415	0,125	0,195
	0,040	0,233	0,043										
4	0,2366	0,2366	0,2366	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	preval. Z	0,415	0,136	0,195	0,043
	0,233	0,047											
5	0,2366	0,2366	0,2366	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	preval. Z	0,415	0,136	0,195	0,043
	0,233	0,047											
6	0,2366	0,2366	0,2366	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	preval. Z	0,415	0,136	0,195	0,043
	0,233	0,047											
7	0,2366	0,2366	0,2366	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	torsionale		0,415	0,136	0,195
	0,043	0,233	0,047										
8	0,2366	0,2366	0,2366	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	preval. Z	0,415	0,136	0,195	0,043
	0,233	0,047											
9	0,2366	0,2366	0,2366	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	preval. Z	0,415	0,136	0,195	0,043
	0,233	0,047											
10	0,2338	0,2338	0,2338	0,000	0,000	0,499	1,000	0,499	preval. Z	0,415	0,137	0,195	0,044
	0,233	0,047											
11	0,2235	0,2235	0,2235	0,000	0,000	0,000	1,000	0,499	preval. Z	0,415	0,144	0,195	0,046
	0,233	0,049											
12	0,2140	0,2140	0,2140	0,000	0,000	0,000	1,000	0,499	torsionale		0,415	0,150	0,195
	0,048	0,233	0,052										
13	0,2131	0,2131	0,2131	0,000	0,000	0,000	1,000	0,499	preval. X	0,415	0,150	0,195	0,048
	0,233	0,052											
14	0,2130	0,2130	0,2130	0,000	0,000	0,000	1,000	0,499	torsionale		0,415	0,151	0,195
	0,048	0,233	0,052										
15	0,2130	0,2130	0,2130	0,000	0,000	0,000	1,000	0,499	preval. Z	0,415	0,151	0,195	0,048
	0,233	0,052											
16	0,2130	0,2130	0,2130	0,000	0,000	0,000	1,000	0,499	torsionale		0,415	0,151	0,195
	0,048	0,233	0,052										
17	0,2130	0,2130	0,2130	0,000	0,000	0,000	1,000	0,499	preval. Z	0,415	0,151	0,195	0,048
	0,233	0,052											
18	0,2120	0,2120	0,2120	0,000	0,000	0,034	1,000	0,533	preval. Z	0,415	0,151	0,195	0,048
	0,233	0,052											
19	0,2019	0,2019	0,2019	0,000	0,000	0,000	1,000	0,533	torsionale		0,415	0,159	0,195
	0,051	0,233	0,055										
20	0,1459	0,1459	0,1459	0,000	0,000	0,000	1,000	0,533	torsionale		0,415	0,214	0,195
	0,068	0,233	0,074										
21	0,0800	0,0800	0,0800	0,000	0,000	0,000	1,000	0,533	preval. Z	0,344	0,214	0,164	0,068
	0,178	0,074											
22	0,0616	0,0616	0,0616	0,000	0,000	0,000	1,000	0,533	preval. Z	0,321	0,214	0,153	0,068

	0,159	0,074										
23	0,0523	0,0523	0,0523	0,000	0,000	0,000	1,000	0,533	preval. Z0,310	0,214	0,147	0,068
	0,150	0,074										
24	0,0464	0,0464	0,0464	0,000	0,000	0,000	1,000	0,533	preval. Z0,302	0,213	0,144	0,070
	0,143	0,074										
cx	0,0257	0,0257	0,0257	0,000	0,000	0,000	1,000	0,533	compl. X0,277	0,210	0,132	0,082
	0,122	0,076										
cy	0,0258	0,0258	0,0258	0,000	0,000	0,000	1,000	0,533	compl. Y0,277	0,210	0,132	0,082
	0,122	0,076										
cz	0,0158	0,0158	0,0158	0,000	0,000	0,467	1,000	1,000	compl. Z0,265	0,208	0,126	0,088
	0,111	0,077										

Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

Si forniscono di seguito le ulteriori indicazioni richieste dal punto 10.2 del testo unico delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. del 17/01/2018)

L'analisi è stata condotta utilizzando il codice di calcolo Edisis, versione 14.06, di cui lo scrivente è licenziatario registrato.

Il programma Edisis è un codice di calcolo specifico per l'analisi e la verifica di strutture multipiano in cemento armato, che consente una modellazione tridimensionale della struttura, basata sui criteri esposti sinteticamente nei paragrafi precedenti.

Il programma è prodotto dalla Newsoft, software-house specificamente indirizzata alla produzione di software per l'ingegneria civile. La casa produttrice cura direttamente il servizio di assistenza tecnica e rende disponibili sul suo sito Internet manuali operativi e documentazioni tecniche complete relativi a casi di prova, liberamente scaricabili, che consentono un controllo ed un riscontro sull'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo.

Lo scrivente ha avuto modo di valutare, in base ad uno studio della documentazione fornita ed all'esame dei risultati ottenuti su strutture test significative, la robustezza ed affidabilità del codice utilizzato, di cui fa proprie le ipotesi di base e le modalità operative, che ritiene adeguate al contesto di utilizzo.

Lo scrivente fa inoltre propri i risultati forniti dal codice ed inseriti nella presente relazione di calcolo, che ha avuto modo di controllare sia attraverso le restituzioni sintetico tabellari e grafiche ed i filtri di autodiagnostica offerti dal codice, sia mediante riscontri di massima eseguiti a campione sui risultati delle analisi.

Ulteriori informazioni sulla Società produttrice possono ricavarsi dal sito ufficiale http://www.newsoft-eng.it.

Informazioni dettagliate sul codice Edisis, comprendenti le ipotesi base utilizzate e le modalità operative, sono descritte nella pagina web http://www.newsoft-eng.it/Edisis.htm.

Il manuale operativo ed una serie di strutture test, utilizzabili per un controllo sulla accuratezza dei risultati, sono liberamente scaricabili dagli indirizzi web http://www.newsoft-eng.it/Down_Manuali.htm e http://www.newsoft-eng.it/TestsEdisis.htm.

Strutture geotecniche o di fondazione

Allo stato attuale non si riscontrano problematiche evidenti e non esiste alcun danno, quindi non sono previsti interventi strutturali.

Le verifiche in fondazione vengone omesse com previsto dalle norme tecniche non trovandoci in nessun caso per i quali ali verifiche sono prescritte

Indicazione della categoria di intervento previsto

Nel §8.4 delle NTC18 si individuano le seguenti categorie di intervento:

- Interventi di *adeguamento* atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- Interventi di *miglioramento* atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- Riparazioni o *interventi locali* che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesintenti.

Le lavorazioni previste per la ristrutturazione di cui in oggetto sono descritte al capitolo successivo ed in sintesi riguarderanno: l'inserimento di catene ai piani, il consolidamento dei solai in acciaio, delle murature in pietrame mediante stilaura dei giunti e iniezioni consolidanti nelle murature.

Non sono previsti cambi di destinazione d'uso dei locali destinati a civile abitazione.

Facendo riferimento al §8.4.1 delle NTC18 si assevera che il presente progetto di ristrutturazione edilizia:

a) Non prevedendo sopraelevazioni della costruzione;
b) Non prevedendo ampliamenti della costruzione;
c) Non apportando variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori del 10%;
d) Non effettuando interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;

non ricade in intervento di adeguamento.

Si conlcude che non si rientra in intervento di adeguamento ma in **miglioramento** come previsto al §8.4.2 delle NTC18, non ricadendo in nessuna condizione specificata precedentemente, e tuttavia, intervenendo in modo significativo sulla costruzione introducendo nuovi elementi strutturali che modificano il comportamento rispetto alle azioni sismiche, l'intervento non può essere considerato come locale (§8.4.3).

Le modifiche previste risultano migliorative introducendo nuovi elementi più resistenti che vengono maggiormente caricati, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione e trasformando i meccanismi di collasso da fragili a duttili (C8.4.2).

n) Descrizione della struttura esistente

Descrizione dello stato di fatto

La S.P. 105 “di Monte Cabbia” ha origine nel Comune di Cagnano Amiterno, all’innesto con la strada provinciale n. 30 ‘di Cascina’; continua il suo percorso attraverso le frazioni di Fiugni e Cabbia, entrando nel territorio comunale di Montereale, raggiunge la frazione di Marana dove termina e incontra la SS 260 “Picente”, di competenza ANAS.
La strada presenta una diramazione, denominata “Le Pezze”, che da Cesaproba, Comune di Montereale, la collega alla SR 471 ‘di Leonessa’; da qui l'importanza della SP 105 quale collegamento tra l'Alta Valle del1’Atemo e la Provincia di Rieti, nonché percorso alternativo alla SS 260.
Si dà atto che ad oggi, nella frazione di Marana, sono in corso i lavori lungo la SS 260 ‘Picente’, ad opera di ANAS SpA, relativi al potenziamento de1l'arteria stradale, appartenente all'itinerario “Rieti-Amatrice-L’Aquila-Navelli” lotto IV / svincoli Marana-Cavallari: gli stessi interventi hanno cambiato scenario e assetto stradale e, in particolare, la connessione tra la Strada Provinciale 105 con la SS 260 sia per il tracciato preesistente che quello nuovo, interessato anche da una galleria.

Il ponte individuato al **km 15+226** è posto sul Fiume Atemo-Pescara e collega la SP 105 di Monte Cabbia’ alla SS 260 ‘Picente’ di competenza ANAS.
L'opera d'arte è caratterizzata da una struttura in cemento armato, ad un'unica campata ed è del tipo di ponte a travata rettilineo. La luce è misurata in 14 metri lineari, lo schema strutturale è di tipo iperstatico (tipo Gerber).

A fianco, nella parte di monte (lato sx rispetto alla kilometrica di riferimento), zancata, corre una tubazione relativa ad una condotta di acque.
Le spalle sono in calcestruzzo, così come travi e soletta. A finire, il manto di copertura in asfalto realizza la sede stradale. La carreggiata è delimitata, da ambo i lati, da cordoli in cemento armato sormontati da ringhiere parapedonali.

Si dà atto che i ponti della rete stradale appartenente a questa Amministrazione Provinciale dell’Aquila sono stati sottoposti al *Servizio di censimento ed ispezioni visiva di ciii alle “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitot-aggio dei Ponti esistenti” adottate con DM 578 del 17.12.2020 e successivamente aggiornate con DM 204 Jel 01.07.2022.* L'espletamento del servizio in oggetto, è consistito, in sintesi, nell'elaborazione delle *Schede di difettosità di ogni Ponte rilevato* mediante 2 livelli di approfondimento il *Livello 0 (censimento)* ed il *Livello 1 (Valutazione dei Difetti)* così come previsto nelle Linee guida ministeriali suddetto.

Sintesi delel vulnerabilità riscontrate

L'opera d'arte della S.P. 105 ‘di Monte Cabbia’ versa in uno stato di avanzato deterioramento, non riconducibile solamente ai carichi per azioni del traffico, bensì a protratte carenze manutentive.

La zona dove l'arteria provinciale si snoda è caratterizzata da un'a1titudine che va dai 841 slm del Comune di Cagnano fino a 1.066 slm di Cabbia di Montereale; tenuto conto che la zona di Marana è a quota 932 slm, si evidenzia che sono frequenti fenomeni di salatura, nel periodo invernale, che deteriorano ulteriormente la pavimentazione stradale.

Relativamente alle spalle, si riscontrano problemi di macchie di umidità attiva e tracce di scolo nonché corrosione e/o ossidazione per l'armatura. Si rileva anche un importante scalzamento fondale, dovuto ad un movimento delle fondazioni.

Le travi presentano fessure diagonali e trasversali; le relative armature risultano ossidate e/o corrose, le longitudinali anche deformate. La soletta presenta criticità per quanto riguarda le armature nonché i difetti tipici della sella Gerber.

I cordoli e le ringhiere parapedonali, correnti lungo il piano viabile, risultano deteriorati e necessitano di un adeguamento funzionale.

Ulteriore criticità che si riscontra è la presenza di vegetazione infestante che, nella stagione vegetativa (primavera-estate), può svilupparsi in una cospicua massa organica che ostruisce il passaggio, ricoprendo completamente la sottostante struttura, e impedendo altresì una eventuale ispezione dello stato manutentivo del ponte.

o) Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali, livello di conoscenza, fattore di confidenza

Al fine di determinare le caratteristiche meccaniche della muratura, sono stati eseguiti esami visivi dei paramenti murari, che hanno permesso di individuare le tipologie murarie presenti; poiché eseguito il rilievo geometrico della struttura, sono state effettuate verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali, si adotta un livello di conoscenza **LC1** al quale corrisponde un fattore di confidenza **FC=1,35** (§C8A.1.1).

Carote di calcestruzzo

Cantiere: SP 105 "DI MONTE CABBIA" – PONTE AL KM 15+226

Accettazione: 315 R.P. del 16.03.2026

Normative di riferimento ed apparecchiature utilizzate

UNI EN 12390-3:2019: Prove sul calcestruzzo indurito – Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini;
D.M. 17.01.2018: Norme tecniche per le costruzioni

APPARECCHIATURE UTILIZZATE
Bilancia elettronica con accuratezza pari allo 0,1% della massa
Calibro a corsoio digitale ETALON
Pressa MCC82-C5600 CONTROLS conforme alla UNI EN 12390-4 e UNI EN ISO 7500-1 (Certificato di taratura 23/07/2025 – LAT N.092)

Risultati prove di rottura a compressione

ID	*Altezza [mm]*	*Diametro [mm]*	*Superficie [mm²]*	*Massa Volumica [Kg/m³]*	*Carico di rottura [kN]*	*Resistenza Cilindrica [N/mm²]*	*Rettifica**	*Tipo di rottura***
CA_1	100,00	100,00	7850,00	2198,73	173,24	22,07	S	S
CA_2	100,00	100,00	7850,00	2193,63	91,70	11,68	S	S

*RETTIFICA (VERIFICA DI PLANARITA')
N = non ritenuta necessaria per tolleranza di planarità
S = è stata effettuata la rettifica in quanto sono stati riscontrati Valori al di fuori della tolleranza

**TIPO DI ROTTURA
S = Soddisfacente
F = Esplosivo
1,2,3,4 etc = Non soddisfacente come da UNI EN 12390-3

Risultati più significativi emersi dal confronto tra i livelli di sicurezza pre e post intervento in condizioni STATICHE E SISMICHE

Quadro delle verifiche: sicurezza sismica ANTE INTERVENTO

Quadro complessivo dei fattori di sicurezza minimi delle verifiche

Verifica per stati limite	SLQ	SLF	SLR	SLU	SLO	SLD	SLV	SLC	GR	TA
Punte di tensione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Fessurazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Resistenza a p.flessione	---	---	---	---	0,48 !	0,48 !	0,51 !	0,51 !	---	---
Resistenza a taglio	---	---	---	---	0,46 !	0,46 !	0,43 !	0,43 !	---	---
Resistenza dei nodi	---	---	---	---	---	---	4,49	---	---	---
Spostamenti relativi	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Spostamenti assoluti	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Tensioni in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Cedimenti in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Distorsioni in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Scorrimento in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Quadro delle verifiche: sicurezza sismica POST INTERVENTO

Quadro complessivo dei fattori di sicurezza minimi delle verifiche

Verifica per stati limite	SLQ	SLF	SLR	SLU	SLO	SLD	SLV	SLC	GR	TA
Punte di tensione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Fessurazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Resistenza a p.flessione	---	---	---	---	0,90 !	0,90 !	0,94 !	0,94 !	---	---
Resistenza a taglio	---	---	---	---	1,38	1,38	1,28	1,28	---	---
Resistenza dei nodi	---	---	---	---	---	---	4,36	---	---	---
Spostamenti relativi	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Spostamenti assoluti	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Tensioni in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Cedimenti in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Distorsioni in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Scorrimento in fondazione	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Secondo quanto prescritto al capitolo 8.4.2 delle NTC 2018, l'inervento strutturale dovrà essere migliorativo delle condizioni esistenti, pertanto la modellazione ha riguardato prima lo stato attuale e poi lo stato di progetto. I risultati delle verifiche sismiche sono stati espressi anche in termini di Indicatori di rischio ed il confronto tra lo stato ante e post operam dimostra il miglioramento sismico avvenuto con gli interventi previsti dal progetto strutturale.

Come indicatore di rischio si assume il minore derivante da tutte le verifiche, nel caso dello <u>stato attuale</u> la verifica di resistenza a taglio ha portato ad un valore di $\alpha_{V,PGA}$=0,46 perciò si assume che l'indicatore di rischio ante-operam è $\boldsymbol{\alpha_{V,PGA}=0,46}$.

Allo <u>stato modificato</u> Come indicatore di rischio si assume il minore derivante da tutte le verifiche, la verifica di resistenza a p. flessione ha portato ad un valore di $\alpha_{V,PGA}$=0,90 perciò si assume che l'indicatore di rischio ante-operam è $\boldsymbol{\alpha_{V,PGA}=0,90}$.

La struttura risulta, quindi, migliorata secondo quanto prescritto dalle NTC 2018