

Provincia di Brescia

Settore EDILIZIA SCOLASTICA E DIREZIONALE

Ufficio Progettazione Edilizia Scolastica e Direzione dei Lavori

Edificio scolastico:

I.I.S. "G. BONSIGNORI"

Ubicazione:

Comune di Remedello, via Avis

Intervento:

**Messa in sicurezza
ed efficientamento energetico**

AREA TECNICA E
DELL'AMBIENTE



Oggetto tavola:

Relazione di calcolo

Numero tavola:

L.240.20.PE.D.300

info

Scala:

DOC.

Il Direttore del Settore delle Grandi Infrastrutture:

Dott. Arch. Giovan Maria Mazzoli

R.U.P.:

Arch. Daniela Massarelli

Progettista:

Ing. Luca Vitali

Direttore Lavori:

Collaboratori:

Progettista Strutture:

Ing. Luca Vitali

C.S.P.:

Ing. Luca Vitali

C.S.E.:

Nome File:

Redatto da:

Ing. Luca Vitali

Verificato da:

Data:

Luglio 2020

Data e Numero Revisione:

Progetto Esecutivo

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE
OPERE STRUTTURALI

Sommario

1	PREMESSE	2
2	RIFERIMENTI LEGISLATIVI	3
3	DESCRIZIONE GENERALE DEI MAUFATTI E DELLE OPERE IN PROGETTO	5
4	DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	12
5	MODELLAZIONE STRUTTURALE	14
5.1	DATI PROGETTUALI E STATISTICHE DELLA STRUTTURA.....	18
6	CRITERI DI CONCEZIONE E DI SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE, MODELLAZIONE DEL TERRENO, PROPRIETA' DEI MATERIALI, EFFICACIA DEL MODELLO.....	19
6.1	DETERMINAZIONE DEL CARICO DA NEVE	21
6.2	DETERMINAZIONE DEL CARICO DA VENTO.....	22
7	CARICHI APPLICATI.....	26
8	DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DEI RELATIVI PARAMETRI.....	30
8.1	VITA NOMINALE PTO 2.4.1. NTC.....	30
8.2	CLASSE D'USO PTO 2.4.2 NTC18	30
8.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA PTO 2.4.3 NTC18	31
8.4	AZIONI SISMICHE – SPETTRI ELASTICI E DI PROGETTO	32
8.5	CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO	33
8.6	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	34
8.7	PARAMETRI SISMICI	34
8.8	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE – COMPONENTE ORIZZONTALE	35
8.9	SPETTRO DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE – COMPONENTE ORIZZONTALE.....	37
8.10	FATTORE DI COMPORTAMENTO “q”	37
9	TIPO E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	40
9.1	CEMENTO ARMATO	40
9.2	ACCIAIO PER C.A.....	44
10	ANALISI PUSH-OVER.....	45
10.1	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	45
10.2	RISULTATI STATO ATTUALE –STRUTTURA ESISTENTE.....	47
10.3	RISULTATI STATO DI PROGETTO–STRUTTURA MIGLIORATA	48
10.4	CONFRONTO CURVE ADSR STATO ESISTENTE E A STRUTTURA MIGLIORATA	49
11	CONCLUSIONI.....	49

1 PREMESSE

Il seguente elaborato costituisce la relazione descrittiva delle opere strutturali, comprensiva di una descrizione dei criteri generali di analisi e verifica come previsto al § 10.1 del Decreto ministeriale (infrastrutture) 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di seguito denominato NTC18.

Di seguito verrà riportata una descrizione delle opere strutturali del manufatto esistente in Comune di Remedello (BS) oggetto dell'intervento di **“Messa in sicurezza ed efficientamento energetico C.U.P.: H49E19000310004 - C.I.G.: Z262C0BE88”**



Foto aerea del sito

2 RIFERIMENTI LEGISLATIVI

Le analisi strutturali e le verifiche sugli elementi sono condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare alle seguenti norme:

STRUTTURE

Legge 5 novembre 1971 N. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17/01/2018

Circ. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n.7 C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019.

Norme di cui è consentita l'applicazione ai sensi del cap. 12 del D.M. 17 gennaio 2018:

UNI EN 1990: 2006 - Eurocodice 1 – Criteri generali di progettazione strutturale.

UNI ENV 1991-1-1: 2004; -1-2; 1-3; 1.5 ; UNI ENV 1991-1-4: 2010 - Azioni sulla struttura.

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

UNI ENV 1992-1-1:2015 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio.

UNI ENV 1993-1-1:2014 - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 206-1/2016 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.

Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici – “Linee Guida sul calcestruzzo strutturale” –

Circ. MIN.LL.PP. N.11951 del 14 febbraio 1992 - Circolare illustrativa della legge N. 1086.

D.M. 14 febbraio 1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. MIN.LL.PP. N.37406 del 24 giugno 1993 – Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 14 febbraio 1992.

D.M. 9 gennaio 1996 – Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996 n.252 AA.GG./S.T.C. - Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo e l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 09.01.1996.

DT 200/2004: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"; "Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP"; Documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale del CSLLPP.

CARICHI E SOVRACCARICHI

D.M. 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

Circ. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./STC del 4 luglio 1996 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

D.M. 16.1.1996 - Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche

Circ. Min. LL.PP. 10.4.1997, n. 65 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 gennaio 1996

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17/01/2018

TERRENI E FONDAZIONI

D.M. 11 marzo 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circ. MIN.LL.PP. N.30483 del 24 settembre 1988 - Istruzioni 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre.

Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17/01/2018.

3 DESCRIZIONE GENERALE DEI MAUFATTI E DELLE OPERE IN PROGETTO



Vista aerea dei manufatti

La seguente relazione mira a definire i possibili interventi da effettuare sulla porzione di edificio sopra rappresentato, destinato a scuola, che possano riqualificare l'edificio dal punto di vista strutturale. A tal fine verrà condotta un'analisi dell'edificio allo stato attuale ed un'analisi dello stesso a seguito di mirati interventi di consolidamento. Si è quindi scelto di operare con un'analisi non lineare di tipo Push-Over per il calcolo della struttura esistente selezionando come norma sismica di riferimento il D.M. del 17 gennaio 2018. Il calcolo verrà eseguito mediante programma computerizzato della STS software CDSWin® versione 2020. La **Push-Over Analysis** è la più semplice delle analisi non lineari possibili in quanto di tipo statica e con percorsi di carico di tipo monotonamente crescente. Trattandosi di un'analisi di tipo non lineare può essere utilizzata solo come verifica strutturale e mai come progettazione in quanto l'analisi non lineare presuppone la

conoscenza a priori delle reali rigidezze e resistenze delle varie membrature, in particolare per il calcestruzzo armato ad esempio si dovrà già definire la sezione completa delle armature.

Le analisi di questo tipo vengono usate quindi come verifica sia di edifici esistenti, per la valutazione della loro sicurezza, che come controllo di strutture progettate con un'analisi elastica convenzionale basata su spettro di progetto e fattore di struttura per validare le ipotesi strutturali fatte dal progettista.

I manufatti di nuova realizzazione saranno progettati con un'analisi dinamica lineare.

In seguito ai sopralluoghi, rilievi, indagini e prove sui materiali strutturali, è emerso che il complesso scolastico oggetto dell'intervento è in realtà costituito da diversi "blocchi", edificati in tempi diversi tra loro e su alcuni dei quali sono stati eseguiti nel tempo vari interventi.

A tal proposito si allega una rappresentazione grafica generale delle strutture oggetto di intervento (fig. 1) ed una rappresentazione grafica delle partizioni riscontrate nel corpo di fabbrica "A".

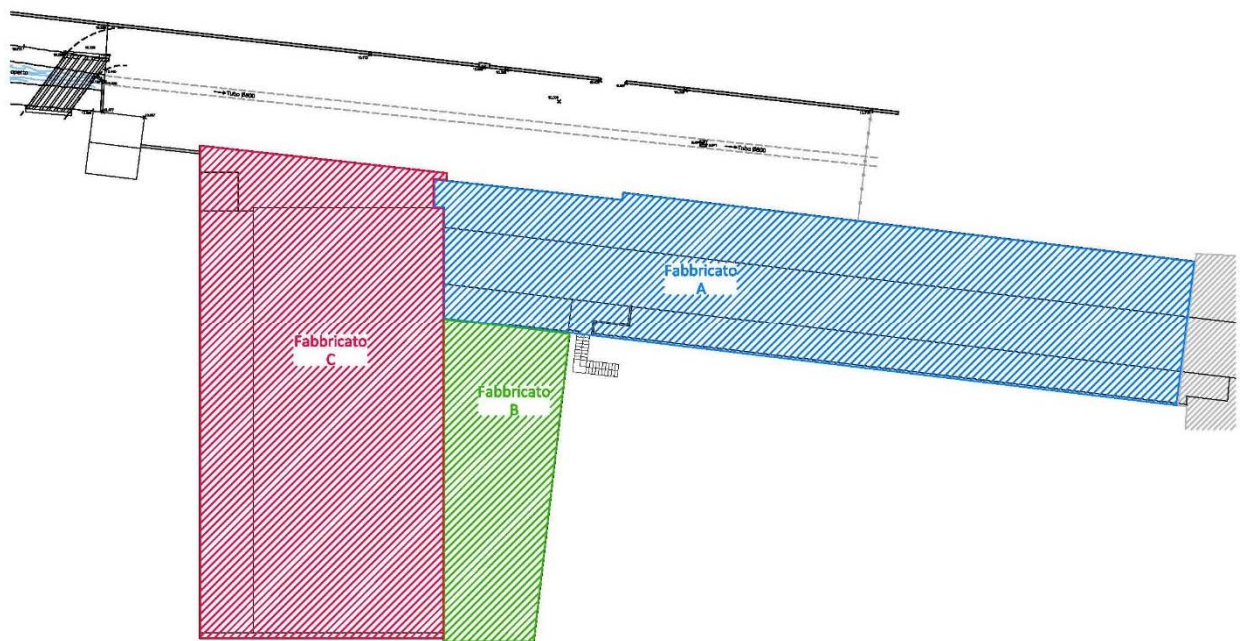


Fig. 1 planimetria strutture oggetto di incarico

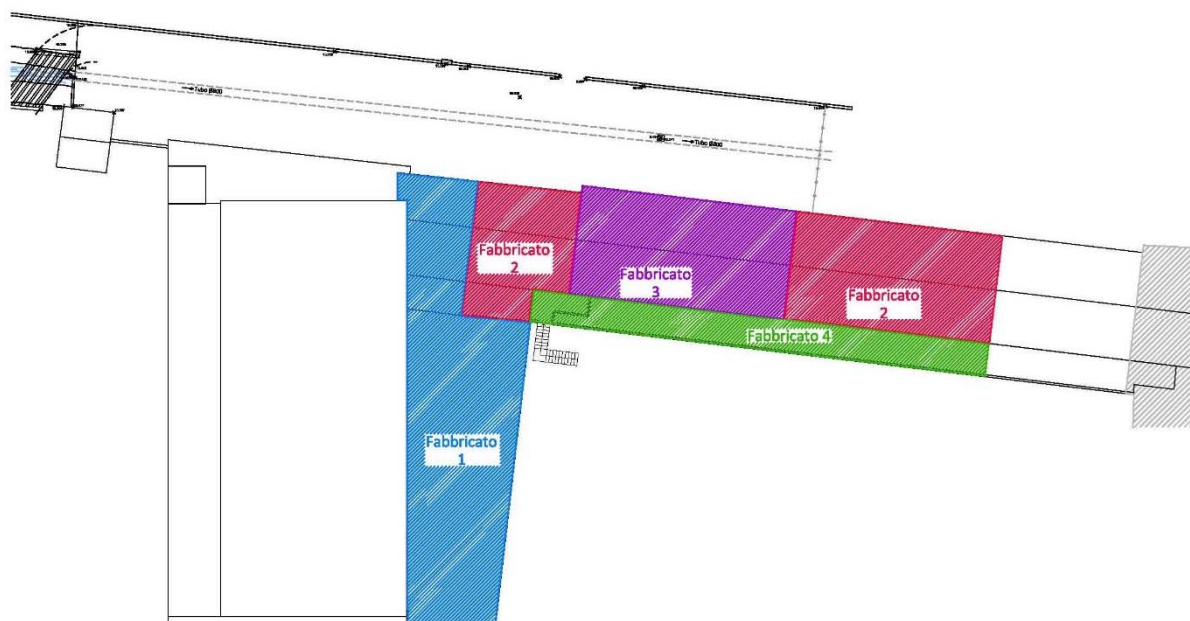


Fig. 2 partizione corpo di fabbrica "A"

Visto il budget economico messo a disposizione dalla committenza, si è scelto di tralasciare dalla seguente verifica l'edificio "C" ospitante la palestra e gli spogliatoi. Per quanto attiene l'edificio "A" esso sarà oggetto di adeguamento sismico. Uno dei primi obiettivi posti dalla committenza era quello di rendere la struttura completamente indipendente dalla restante parte ancora di proprietà dei Padri, a tal proposito si è scelto di operare un giunto sismico tra le strutture che ne garantisca anche l'indipendenza strutturale tra gli edifici. Si è quindi scelto di operare un taglio in aderenza alla parete portante del vano scale tralasciando quindi dall'adeguamento sismico le scale stesse e due aule al piano primo soprastanti i laboratori di altra proprietà.

Altro intervento in progetto riguarda la realizzazione di un ascensore interno all'edificio. La realizzazione del vano in cemento armato ha consentito di apportare un incremento di resistenza all'effetto sismico all'intera struttura.

Dall'analisi dettagliata dei risultati ottenuti dalla verifica push-over della situazione esistente, si è potuto riscontrare che il grosso delle problematiche strutturali vertono su più aspetti che di seguito dettaglio:

- formazione di piano soffice nel fabbricato 1: tale edificio, che attualmente ospita i laboratori, seppur di recente realizzazione e costituito da struttura in c.a. intelaiata ad un solo piano, presenta dei pilastri perimetrali tra i quali sono stati realizzati dei setti in c.a. che non si sviluppano a tutta altezza, con la conseguente formazione di pilastri tozzi in cui si instaurano problemi ai nodi non confinati sotto l'azione sismica (vedere fig. 3).



Fig. 3 pilastri tozzi per la presenza dei setti in c.a.

Al fine di risolvere la problematica si rende necessario creare uno spazio tra i setti in calcestruzzo ed i pilastri mediante tagli nella struttura (fig. 4), lo spazio così generato sarà riempito con materiale elastico privo di resistenza ad eventuali movimenti strutturali.



Fig. 4 Tagli previsti tra pilastri e muratura

- Presenza di finestre non allineate nel fabbricato "A": la presenza di aperture in facciata non allineate sul piano verticale causa la consistente riduzione di maschi murari atti ad assorbire l'effetto sismico (un maschio murario è l'elemento murario che si sviluppa dalle fondazioni sino la sommità dell'edificio senza interruzioni).

Come riscontrabile nella sottostante ripresa fotografica (fig. 5), le finestre presenti all'interno del rettangolo rosso non sono tra loro allineate, questo non consente l'individuazione dei maschi murari in tutta quest'area, la conseguenza è che i maschi murari limitrofi saranno soggetti ad una forza sismica maggiore.

Tale effetto è riscontrabile anche nelle finestre limitrofe, seppur con minori conseguenze. La facciata contrapposta invece presenta un buon allineamento dei vuoti.



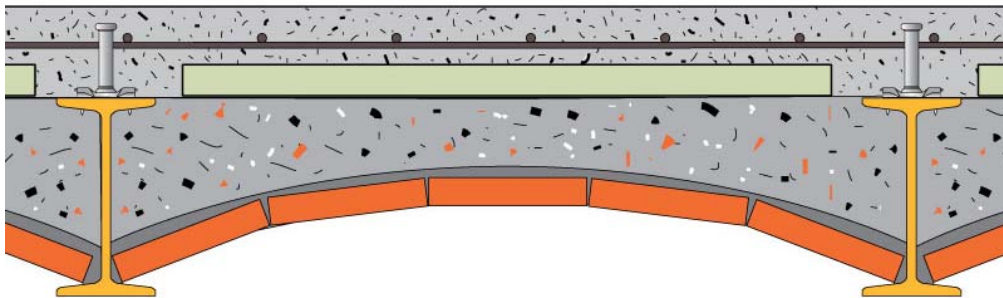
Fig. 5 forature in facciata

Per risolvere tali problematiche in fase di progetto si è previsto il rifacimento con spostamento delle finestre al fine di garantire la formazione di idonea resistenza della muratura tramite la creazione di maschi murari. Naturalmente la chiusura dei vuoti sarà effettuata realizzando un paramento murario con materiale di caratteristiche pari o superiori all'esistente, creando una congiunzione, tramite una posa cuci scuci, del paramento esistente e di quello in realizzazione.

- Rinforzo del solaio a voltine: il fabbricato 2 presenta un solaio, a separazione tra il piano terra ed il piano primo a voltine, costituito da putrelle metalliche IPE 240, voltina in laterizio spessore 4 cm, riempimento della voltina con calcestruzzo leggero, massetto di completamento da 6 cm. e pavimento da cm. 2. Tale solaio, privo di cappa in calcestruzzo non può considerarsi rigido nel piano in entrambe le direzioni. A tal fine si prevede la

rimozione della pavimentazione e del sottostante massetto fino all'estradosso delle putrelle metalliche, la posa di connettori metallici avvitati nelle ali delle putrelle in numero di 7 al mq, il getto di cappa in calcestruzzo strutturale leggero (1600 Kg/mc) per uno spessore di cm 5, il getto di un massetto leggero (1000 Kg/mc) idoneo alla posa di pavimentazione, Posa di pavimentazione spessore cm 1. Rifacimento delle tramezze sostituendo quelle esistenti in laterizio con pareti in cartongesso più leggere.

Tale intervento garantirà la realizzazione di un piano sismico senza creare aumento dei carichi, infatti l'asportazione di cm. 8 di massetto e pavimento, pari a circa 160 Kg/mq, vedrà la realizzazione di un nuovo strato complessivamente di 150 Kg/mq, (80 kg/mq cls strutturale, 50 Kg/mq massetto alleggerito, 20 Kg/mq pavimentazione). Inoltre la posa di rete metallica nella cappa in calcestruzzo e la posa di connettori metallici a muro, garantirà una migliore connessione solaio-murature, che oggi risulta praticamente assente.



- Realizzazione di intonaco armato: L'analisi delle strutture condotta ha consentito di portare un livello di conoscenza pari a LC2; per la definizione dei parametri meccanici delle murature si è fatto riferimento alla tabella C8.5.I della circolare applicando i valori medi tra il range proposto dalla circolare. Per la tipologia della malta utilizzata nelle murature in mattoni pieni, si è fatto riferimento alla tabella C8.5.II, la quale per questa tipologia di muratura consente l'utilizzo di un parametro per "malta buona" pari f_m elevato a 0,35 con f_m pari a 2N/mm². Tale scelta è giustificata dal fatto che la malta riscontrata non è esclusivamente malta di calce come da muratura tipo, ma con aggiunta di cemento (quindi più resistente). Prima di condurre la pushover si è verificata la staticità della struttura conducendo un'analisi statica (in assenza di sisma), tale analisi ha evidenziato problemi sulle murature in mattoni pieni, mentre ha verificato positivamente le murature in mattoni semipieni con malta cementizia. L'analisi dinamica modale ha verificato la resistenza delle murature a sisma ortogonale (analisi locale non riscontrabile con la pushover). Al fine di verificare la struttura ai carichi gravitazionali si è optato per la realizzazione di un intonaco armato con rete metallica ed aggiunta di fibre di vetro, il tutto fissato al paramento con spinottature metalliche. Tale miglioramento ha consentito l'incremento delle resistenze meccaniche della muratura di un coefficiente pari ad 1,4.

4 DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Per la caratterizzazione meccanica del terreno di fondazione è stato fatto riferimento alla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Filippo Pezzotti.

L'indagine geologica ha permesso di analizzare e definire l'assetto geolitologico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area di intervento e ricostruire il modello geologico-geotecnico e sismico del sottosuolo.

Di seguito si riporta uno stralcio della relazione geologica inerente la natura dei terreni costituenti il sito in cui sorge la struttura.

Modello geologico – geotecnico

I dati penetrometrici registrati lungo la verticale della prova, che ha raggiunto una profondità massima di circa 10,20 m dal piano di campagna, mostrano la presenza di un orizzonte superficiale, verosimilmente rimaneggiato e consolidato dal passaggio dei mezzi meccanici (strato n. 1 delle tabelle sottostanti), avente uno spessore di 0,80 m.

Proseguendo oltre è stato intercettato uno strato (strato n. 2) sabbioso-limoso poco addensato e contraddistinto da mediocri proprietà geomeccaniche, che raggiunge una profondità massima di circa 1,60 m dal piano di esecuzione delle indagini geognostiche.

Lo strato successivo, che si estende sino a circa 2,20 m dalla superficie topografica, è costituito da litologie mediamente addensate, probabilmente di natura sabbiosoghiaiosa, ed è caratterizzato da buoni parametri geotecnici, così come gli strati n. 5 e 6.

Lo strato n. 4, che si sviluppa nell'intervallo compreso tra 2,20 e 3,40 m circa dal piano di campagna, mostra diminuzione della resistenza alla penetrazione rispetto allo strato soprastante ed a quelli sottostanti, ma denota comunque buone-discrete proprietà geomeccaniche.

Nelle tabelle sottostanti viene mostrata una sintesi dei parametri geotecnici caratteristici degli strati che costituiscono il sottosuolo del sito investigato, la quale fornisce il modello geologico-geotecnico di riferimento per la progettazione.

Strato	Profondità (m)	Nspt	Peso unità di volume (t/m ³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione efficace (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)
1	0,00-0,80	8,38	1,71	29,75	--	--
2	0,80-1,60	1,98	1,51	26,54	--	0,17
3	1,60-2,20	17,89	1,82	31,66	--	--
4	2,20-3,40	6,16	1,69	29,02	--	0,55
5	3,40-8,20	16,96	1,82	31,47	--	--
6	8,20-10,20	12,11	1,79	30,39	--	--

Strato	Profondità (m)	Nspt	Modulo Edometrico (kg/cm ²)	Modulo Elastico (kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (kg/cm ²)
1	0,00-0,80	8,38	59,50	100,56	0,34	479,47
2	0,80-1,60	1,98	14,06	15,84	0,35	123,53
3	1,60-2,20	17,89	116,76	197,34	0,32	903,62
4	2,20-3,40	6,16	43,74	73,92	0,34	359,02
5	3,40-8,20	16,96	113,46	191,76	0,32	879,58
6	8,20-10,20	12,11	85,98	145,32	0,33	677,75

5 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Il modello numerico è stato realizzato mediante il software di calcolo agli elementi finiti CDS WIN 2020 ver. FULL della Società STS srl.

Si è realizzato il modello globale della struttura con l'obiettivo di condurre analisi dinamiche lineari a spettro di risposta per la progettazione delle nuove opere e l'analisi Statica non lineare (push-over) per la verifica della struttura nel suo complesso.

Con i dati a disposizione esposti nei capitoli precedenti si è proceduto alla modellazione della struttura mediante programma ad elementi finiti CDS ver.2020.

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati

infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. Le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. Le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale e se richiesta anche orizzontale. La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso l'introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. I disassamenti tra elementi asta sono

gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali. Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche. - Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento. Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

Verifiche delle membrature in cemento armato

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. sono condotte col metodo agli stati limite in accordo al D.M. 17-01-18 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a D.M.

17-01-18 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

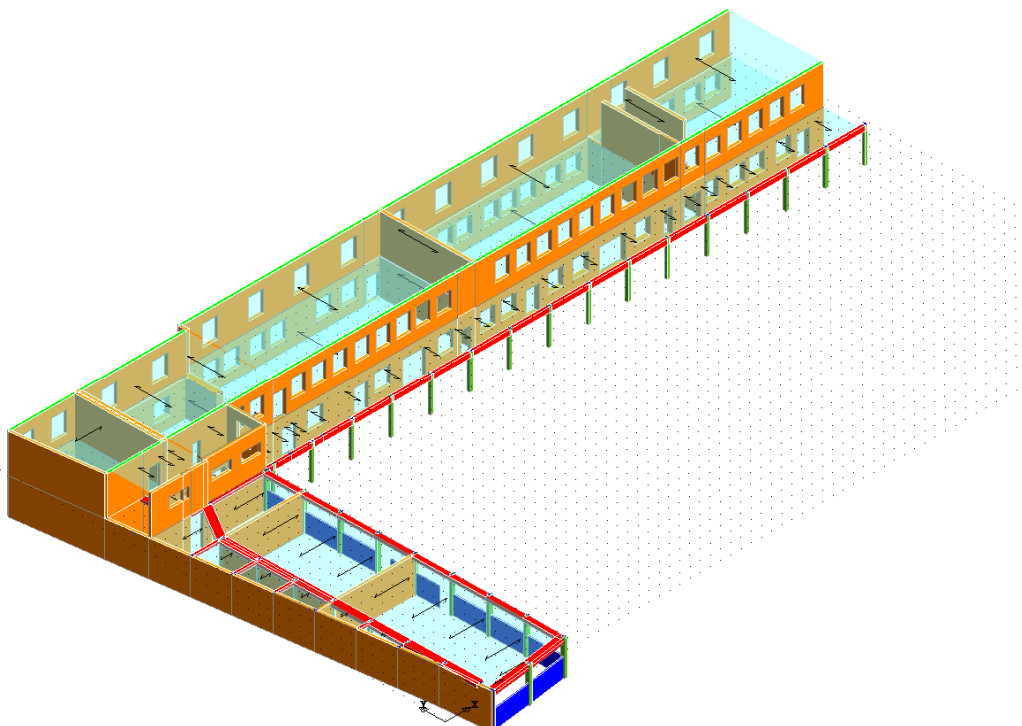
Di seguito sono riportati i risultati del calcolo effettuato.

Sono state eseguite due analisi numeriche:

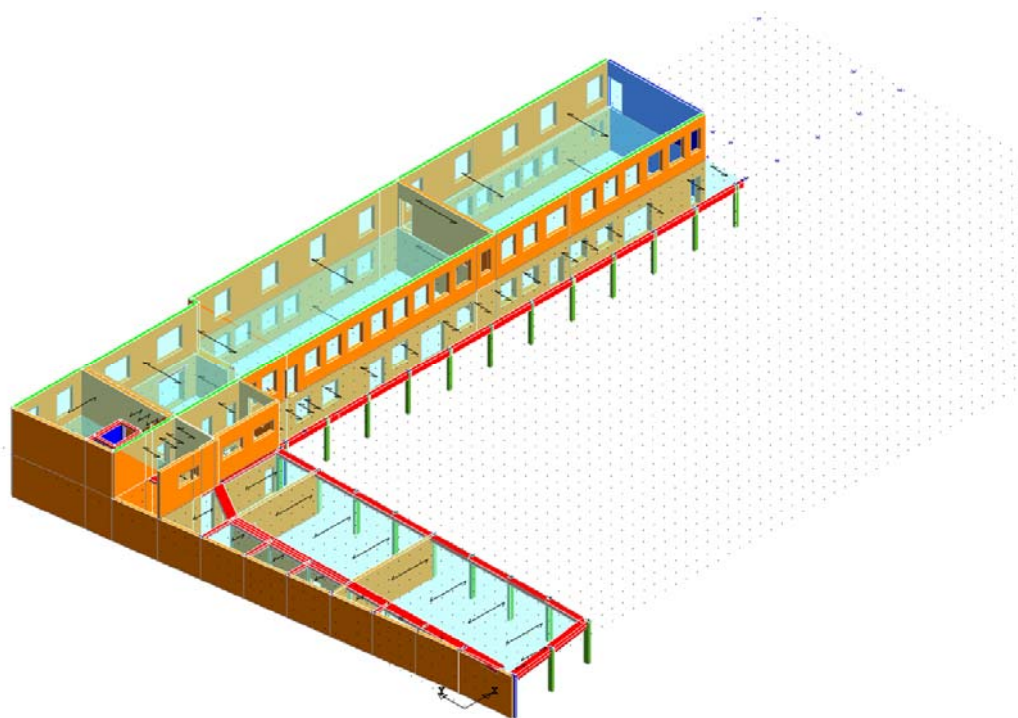
Analisi 1) : Analisi numerica della situazione esistente al fine della determinazione dell'indicatore di rischio sismico

Analisi 2) : Analisi numerica post intervento di adeguamento

Individuata la posizione di eventuali elementi-setti di rinforzo atti a sopportare completamente le azioni sismiche. Il modello dell'analisi n° 1 è stato modificato inserendo gli elementi sismo resistenti.



Modello strutturale esistente



Modello strutturale da progetto

5.1 DATI PROGETTUALI E STATISTICHE DELLA STRUTTURA

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA FASE DI PROGETTO

Intestazione del lavoro	Scuola Remedello
Tipo di struttura prevalente	muratura
Tipo di analisi	Dinamica modale
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kg
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2018

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA FASE DI VERIFICA

Intestazione del lavoro	Scuola Remedello
Tipo di struttura prevalente	muratura
Tipo di analisi	Push-over
Tipo di soluzione	Non lineare
Unita' di misura delle forze	kg
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2018

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	712 anni
Localita'	Remedello - (BS)
ag/g	0.14
F0	2.495
T _c	0.2978
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	12
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qx=1,89 qy=1,89

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2018 - Eurocodice 8

6 CRITERI DI CONCEZIONE E DI SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE, MODELLAZIONE DEL TERRENO, PROPRIETA' DEI MATERIALI, EFFICACIA DEL MODELLO

Il comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche della struttura è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale.

A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti.

Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi “beam”, il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all’estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi “truss” oppure con elementi “beam” opportunamente svincolati.

Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi “shell” a comportamento flessionale e membranale.

I vincoli esterni vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d’appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare anche i casi più complessi di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni.

Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliante dei materiali per considerare l’effetto di fenomeni fessurativi nei materiali stessi.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l’impostazione di un’apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

E' stata impiegata un'analisi dinamica modale in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 17.01.2018. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

Le verifiche sono state condotte con un'analisi statica non lineare.

6.1 DETERMINAZIONE DEL CARICO DA NEVE

Normativa : D.M. 17/01/2018 (Norme tecniche per le costruzioni)

Il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Esso è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Provincia : Brescia

Zona : I - A

Altitudine : 47 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo : $q_{sk} = 150 \text{ kg/m}^2$

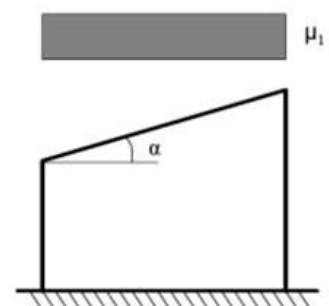
Coefficiente di esposizione C_E : 1 (Normale)

Coefficiente termico C_t : 1

Tipo di copertura: ad una e due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .



Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata Caso I nella figura a lato.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate Caso II e Caso III

Carico da neve :

$$q_s(\mu_1(\alpha_1)) = 150 \times 0,8 = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$q_s(\mu_1=0.8) = 120 \text{ kg/m}^2$$

6.2 DETERMINAZIONE DEL CARICO DA VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione (NTC 3.3.4): $p = q_r C_e C_p C_d$

dove

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità. Assumiamo $C_d = 1$

Ipotesi di calcolo:

Luogo:	Lombardia
Zona	1
Altitudine:	47 m s.l.m.
Localizzazione:	area priva di ostacoli

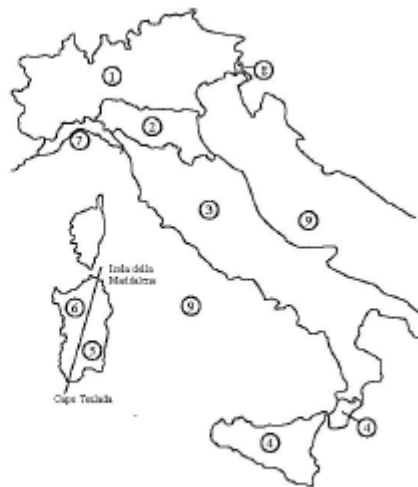


Fig. 3.3.1 - *Mapa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano*

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperta da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	2 km	10 km	30 km	
					500m	750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

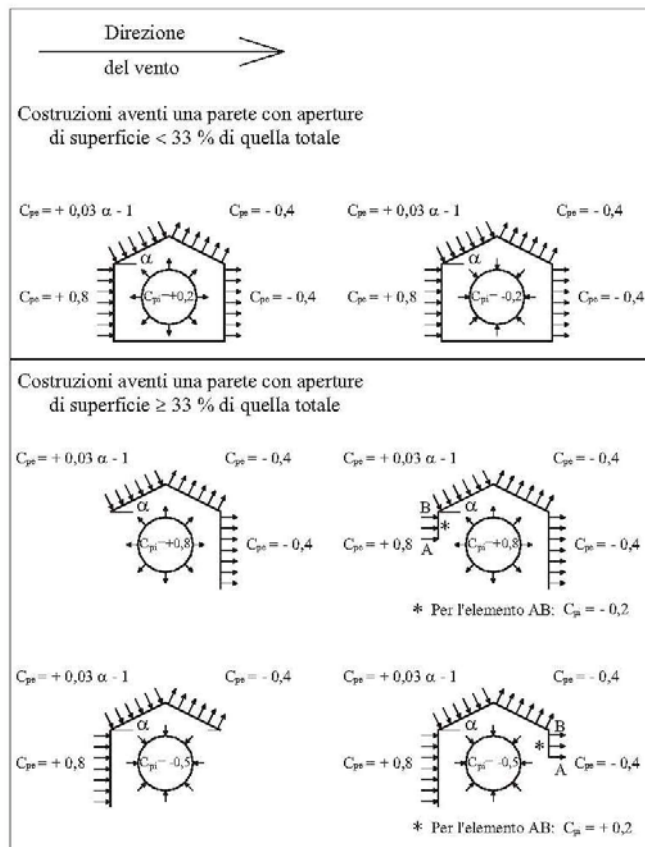
Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

$\rho =$	densità dell'aria (convenzionale)	1,25	kg/mc
$v_{b,o} =$	NTC Tab 3.3.I	25,00	m/s
$a_o =$	NTC Tab 3.3.I	1000,00	m slm
$k_a =$	NTC Tab 3.3.I	0,40	1/s
$a_s =$	altitudine slm del sito	47,00	m slm
$v_b =$	velocità di riferimento	25,00	m/s
$q_r =$	pressione cinetica di riferimento	0,39	kN/mq
$z =$	altezza sul suolo	8,00	m
$cl_{rug} =$	classe di rugosità	B	--
$cat =$	categoria di esposiz. I, II, III, IV, V	IV	--
$k_r =$	NTC Tab 3.3.II	0,22	--
$z_o =$	NTC Tab 3.3.II	0,30	m
$z_{min} =$	NTC Tab 3.3.II	8,00	m
$ct =$	coeff. di topografia (CNR 10012/85)	1,00	m/s
$ce =$	coefficiente di esposizione	1,63	--

p =	pressione del vento (a meno del coeff. di forma)	cp* 0,64	kN/mq
------------	---	-----------------	--------------

Coefficiente di forma c_p - Il coefficiente di forma varia a seconda dell'elemento strutturale considerato.



Nota: si trascurano le azioni tangenti dovute al vento, essendo le superfici in gioco molto lisce.

Vista la caratteristica della struttura in oggetto, risulta più gravosa la condizione di carico dovuta all'azione sismica.

Figura C3.3.3 Coefficienti di forma per gli edifici.

7 CARICHI APPLICATI

Si riporta l'analisi dei carichi applicati sugli orizzontamenti delle strutture:

Solaio aule scolastiche h 20 cm (tipo 1)

carichi permanenti strutturali:

- Laterocemento spessore cm 20 (16+4) incluso intonaco Kg/mq = 300

Carichi permanenti non strutturali:

- Massetto in calcestruzzo cm 10 peso 1800 Kg/mc Kg/mq = 180
- Pavimento in grès porcellanato cm 2 Kg/mq = 40

Totale peso proprio solaio 300 Kg/mq

Totale permanente non strutturale 220 Kg/mq

Totale variabile categoria C1 300 Kg/mq

Solaio aule scolastiche h 30 cm (tipo 2)

carichi permanenti strutturali:

- Laterocemento spessore cm 30 (25+5) incluso intonaco Kg/mq = 380

Carichi permanenti non strutturali:

- Massetto in calcestruzzo cm 10 peso 1800 Kg/mc Kg/mq = 180
- Pavimento in grès porcellanato cm 2 Kg/mq = 40

Totale peso proprio solaio 380 Kg/mq

Totale permanente non strutturale 220 Kg/mq

Totale variabile categoria C1 300 Kg/mq

Copertura in laterocemento h 30 cm (25+5) più muricci e tavelloni (tipo 3)

carichi permanenti strutturali:

- Laterocemento spessore cm 30 (25+5) incluso intonaco Kg/mq = 380

Carichi permanenti non strutturali:

- Mattoni forati spessore cm 8 peso 50 Kg/mc Kg/mq = 50
- Tavelloni cm 6 peso 35 Kg/mc Kg/mq = 35

- Guaina + guaina ardesiata Kg/mq = 10

Totale peso proprio solaio 380 Kg/mq

Totale permanente non strutturale 95 Kg/mq si arrotonda a 100 Kg/mq

Totale variabile categoria H 50 Kg/mq

Carico da Neve 120 Kg/mq

Solaio aule scolastiche h 25 cm (tipo 4)

carichi permanenti strutturali:

- Laterocemento spessore cm 25 (20+5) incluso intonaco Kg/mq = 330

Carichi permanenti non strutturali:

- Massetto in calcestruzzo cm 6 peso 2000 Kg/mc Kg/mq = 120
- Pavimento in grès porcellanato cm 2 Kg/mq = 40

Totale peso proprio solaio 330 Kg/mq

Totale permanente non strutturale 160 Kg/mq

Totale variabile categoria C1 300 Kg/mq

Solaio aule scolastiche in voltini (tipo 5)

carichi permanenti strutturali:

- Tavella più calcestruzzo spessore medio 17 cm Kg/mq = 340

Carichi permanenti non strutturali:

- Massetto in calcestruzzo cm 6 peso 2000 Kg/mc Kg/mq = 120
- Pavimento in grès porcellanato cm 2 Kg/mq = 40

Totale peso proprio solaio 340 Kg/mq

Totale permanente non strutturale 160 Kg/mq

Totale variabile categoria C1 300 Kg/mq

Copertura in laterocemento h 20 cm (16+4) più muricci e tavelloni (tipo 6)

carichi permanenti strutturali:

- Laterocemento spessore cm 20 (16+4) incluso intonaco Kg/mq = 300

Carichi permanenti non strutturali:

- Massetto in calcestruzzo cm 10 peso 1800 Kg/mc Kg/mq = 180
- Pavimento in grès porcellanato cm 2 Kg/mq = 40
- Mattoni forati spessore cm 8 peso 50 Kg/mc Kg/mq = 50
- Tavelloni cm 6 peso 35 Kg/mq Kg/mq = 35
- Guaina + guaina ardesiata Kg/mq = 10

Totale peso proprio solaio 380 Kg/mq

Totale permanente non strutturale 315 Kg/mq

Totale variabile categoria H 50 Kg/mq

Carico da Neve 120 Kg/mq

Solaio sottotetto h 20 cm (tipo 7)

carichi permanenti strutturali:

- Laterocemento spessore cm 20 (16+4) incluso intonaco Kg/mq = 300

Totale peso proprio solaio 300 Kg/mq

Totale variabile categoria H1 50 Kg/mq

Terrazze (tipo 8)

carichi permanenti strutturali:

- Laterocemento spessore cm 20 (16+4) incluso intonaco Kg/mq = 300

Carichi permanenti non strutturali:

- Massetto in calcestruzzo cm 10 peso 1800 Kg/mc Kg/mq = 180
- Pavimento in grès porcellanato cm 2 Kg/mq = 40

Totale peso proprio più carico permanente strutturale 300 Kg/mq

Totale permanente non strutturale 220 Kg/mq

Totale variabile categoria B 400 Kg/mq per terrazze aperte al pubblico

Carico da neve 120 kg/mq

copertura (tipo 9)

- | | |
|--|-------------|
| - Tavelloni cm 6 peso 35 Kg/mcq | Kg/mq = 35 |
| - Guaina + guaina ardesiata | Kg/mq = 10 |
| - Carico da Neve 120 Kg/mq | Kg/mq = 120 |
| - Massetto alleggerito in calcestruzzo cm 10 peso 1100 Kg/mc | Kg/mq = 110 |

Totale carico derivante dalla copertura nelle condizioni peggiorative (copertura con neve) scomposto in carico verticale ed assiale sulla copertura, calcolato al ml. sulla muratura:

Kg 155 ortogonale alla copertura per peso permanente;

Kg 120 ortogonale alla copertura per carico da neve;

inclinazione copertura 18°, sviluppo falda 5 ml

spinta orizzontale carico permanente: $155 \cdot 5,00 \cdot \sin 18^\circ = 240 \text{ kgml}$

spinta verticale carico permanente : $155 \cdot 5,00 \cdot \cos 18^\circ = 737 \text{ kgml}$

spinta orizzontale carico da neve: $120 \cdot 5,00 \cdot \sin 18^\circ = 185 \text{ kgml}$

spinta verticale carico da neve : $120 \cdot 5,00 \cdot \cos 18^\circ = 570 \text{ kgml}$

8 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DEI RELATIVI PARAMETRI

In questo capitolo si determineranno i parametri necessari alla caratterizzazione sismica del sito in cui si trovano i manufatti.

Le prestazioni delle strutture e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente.

8.1 VITA NOMINALE PTO 2.4.1. NTC

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 potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

Il manufatto in esame può assumersi di tipo 2 e quindi può assumersi una $V_N \geq 50$ anni.

8.2 CLASSE D'USO PTO 2.4.2 NTC18

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.

Il manufatto in esame può assumersi di **Classe III**.

8.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA PTO 2.4.3 NTC18

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU :

$$VR = VN \times CU$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab.

2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame, per una classe d'uso III si ricava un coefficiente $CU = 1,5$ e quindi un valore del periodo di riferimento per l'azione sismica pari a **$VR = 50 \times 1,5 = 75$ anni**.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

8.4 AZIONI SISMICHE – SPETTRI ELASTICI E DI PROGETTO

L'azione sismica sarà determinata secondo le prescrizioni riportate nel pto 3.2 delle N.T.C.18. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa " a_g " in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 NTC18), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente " $S_e(T)$ ", con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza " PVR ", come definite nel § 3.2.1 NTC18, nel periodo di riferimento " VR ", come definito nel § 2.4 NTC18.

Le forme spettrali sono definite, secondo le NTC18, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento " PVR ", a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

TC^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di a_g , F_o , TC^* sono funzione del sito in esame e dello stato limite considerato.

Latitudine Nord: 45,28129

Longitudine Est: 10,37148

8.5 CATEGORIA DEL 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 NTC18.

Ai fini della caratterizzazione meccanica del terreno di fondazione si farà riferimento alla relazione geologica redatta a firma del Dott. Geol. Filippo Pezzotti.

Di seguito si riporta la tabella 3.2.II delle NTC.18 riportante le varie categorie di sottosuolo.

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>

Secondo quanto sopra riportato nella relazione geologica, il sottosuolo interessato dai manufatti oggetto della presente relazione appartiene alla **Categoria C**.

Per le cinque categorie di sottosuolo, prima elencate, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle NTC.18.

8.6 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III NTC18):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Il caso in esame ricade nella categoria T1.

8.7 PARAMETRI SISMICI

La figura a lato, estrapolata dal programma di calcolo, riporta i parametri sismici necessari per la definizione degli spettri elastici e di progetto per i manufatti in esame. Per quanto riguarda la verifica dei maschi murari al sisma ortogonale, essendo questo un meccanismo locale non verificato con la pushover, è stato utilizzato un sistema costruttivo in direzione x ed in direzione y “muratura”, il quale fornisce per murature ordinarie un q pari a 1,89.

Per il progetto dei setti sismici in c.a. il sistema costruttivo è stato imposto su “altro” con un q pari a 1 che mi garantisce di armare i setti con un’armatura che li mantiene nel campo elastico.

Nella relazione dei tabulati di calcolo si allega il risultato della verifica dei maschi murari in condizione statica ed in condizione sismica per sisma ortogonale.

PARAMETRI SISMICI	
Vita Nominale	>=50 Anni
Classe d'Uso	III
Caratteristiche Sito	
Longitud. Est	10,37' ▾
Latitud. Nord	45,28129
Categ. Suolo	C
Coeff. Topogr	1
Caratt. Costruzione	
SistCostrDir1	Altro
SistCostrDir2	Altro
Regol. Altezza	NO
Regol. Pianta	NO
Sp. Rel. Nodi	Sismici
IncrMensSismV	SI
SismVertParz.	NO
Caratteristiche Sisma	
Direzione sisma	0
Sisma Verticale	NO
Numero modi	12
Tipo Combinaz.	CQC
Coeff.di Smorz.	0,05
Verif.N fondaz.	NO
Effetti p-delta	NO
DistrAcc.AnStat	Triangola

8.8 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE – COMPONENTE ORIZZONTALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione, nella sua componente orizzontale, è definito nel pto 3.2.3.2.1 delle NTC.18.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti: (3.2.4 NTC18) nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = SS \times ST$, essendo SS il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e ST il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V); η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55,$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = CC \times T_C^*$ dove T_C^* è definito al § 3.2 delle NTC.18 e CC è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

TB è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3$$

TD è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6.$$

Di seguito si riportano le tabelle delle NTC18 necessarie per la determinazione dei parametri succitati.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

8.9 SPETTRO DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE – COMPONENTE ORIZZONTALE

Ai fini del progetto delle strutture le capacità dissipative possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule (3.2.4 NTC18) η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito nel capitolo 7 delle NTC18.

8.10 FATTORE DI COMPORTAMENTO “q”

Il valore del fattore di comportamento “q” da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, viene definito nel pto 7.3.1 delle NTC18 e dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale.

Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove: q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, che dipende dal livello di duttilità, dalla tipologia strutturale e dal rapporto: α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

La seguente tabella riporta i valori massimi del valore di base “ q_0 ” per le costruzioni in calcestruzzo.

Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Il fattore di comportamento q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1 e nella tabella 7.3.II.

Ai fini della determinazione del fattore di comportamento q , una struttura si considera a pareti accoppiate se è verificata la condizione che il momento totale alla base, prodotto dalle azioni orizzontali, è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dall'azione sismica.

Le strutture a pareti possono essere progettate sia in CD "A" sia in CD "B", mentre le strutture a pareti estese debolmente armate solo in CD "B".

Le strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica realizzati, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" salvo che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di μ/m_1 :

- a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai
 - strutture a telaio di un piano $\mu/m_1 = 1,1$
 - strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\mu/m_1 = 1,2$
 - strutture a telaio con più piani e più campate $\mu/m_1 = 1,3$
- b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti
 - strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\mu/m_1 = 1,0$
 - altre strutture a pareti non accoppiate $\mu/m_1 = 1,1$
 - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\mu/m_1 = 1,2$

Per tipologie strutturali diverse da quelle sopra definite, ove s'intenda adottare un valore $q > 1,5$ il valore adottato deve essere adeguatamente giustificato dal progettista mediante l'impiego di analisi non lineari.

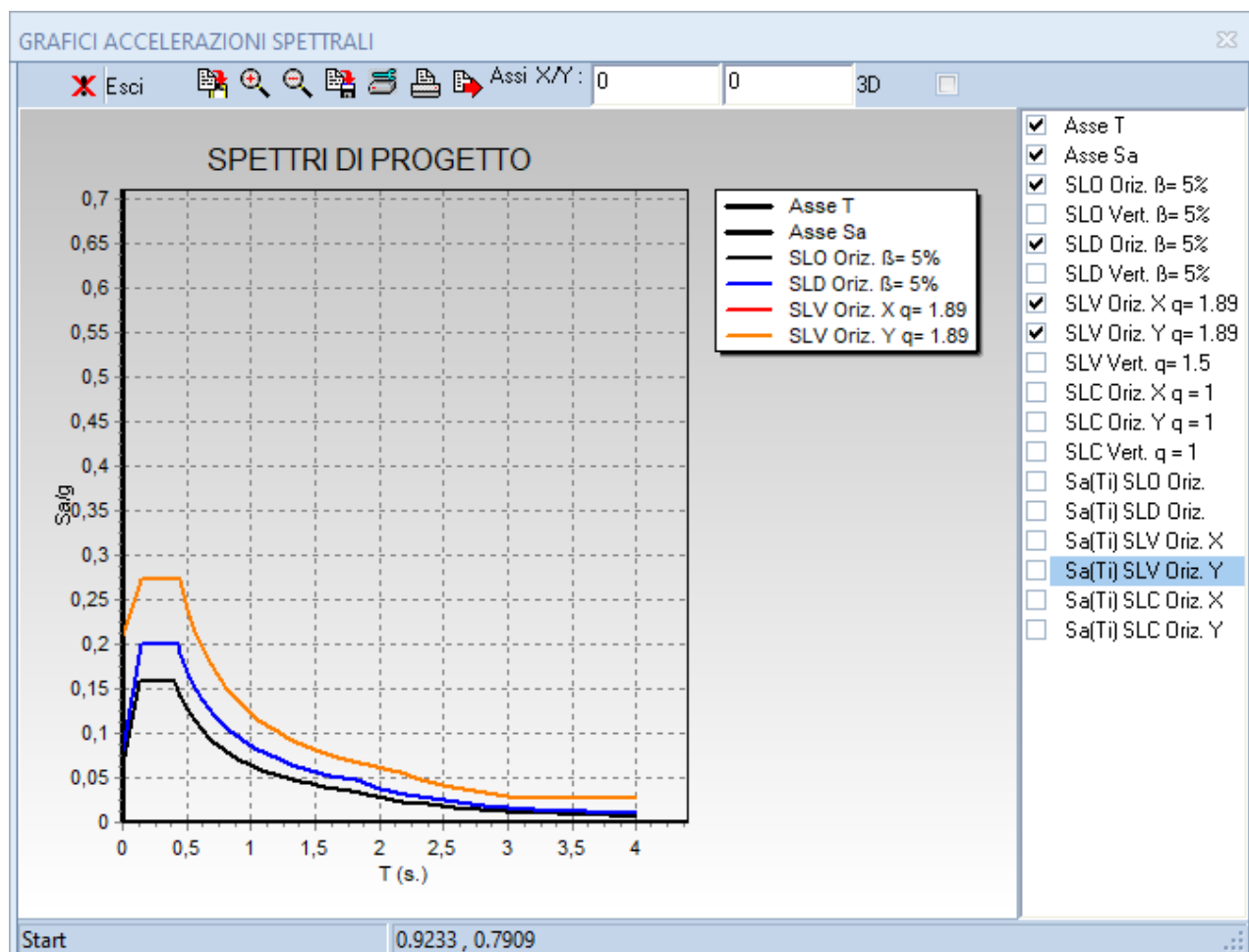
I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue: α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

L'edificio in esame ha strutture in muratura ordinaria, si assume un valore di q pari a 1,89, inferiore alla tipologia strutturale in c.a. a telaio ad un piano con q pari a 2,52.

Di seguito si riporta, in forma grafica, lo spettro di progetto in accelerazione della componente orizzontale, ricavato secondo le prescrizioni delle NTC.18 per i corpi A e B

Spettro di progetto



9 TIPO E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

9.1 CEMENTO ARMATO

Calcestruzzi

Riferimenti: D.M. 17.01.2018, par. 11.2;
Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;
UNI EN 206-1/2016;

Tipologia strutturale:	Fondazioni
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm ² (300 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Molte fondazioni.
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Plastica)
Diametro massimo aggregati:	24 mm

Tipologia strutturale:	Elevazione
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm ² (350 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	Interni di edifici con umidità dell'aria bassa.
Classe di esposizione:	XC1
Rapporto acqua/cemento max:	0.65
Classe di consistenza:	S4 (Plastica)
Diametro massimo aggregati:	24 mm

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 20 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 3 mm (7 mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

Parametri caratteristici e tensioni limite

Tabella riassuntiva per vari R_{ck}

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u. m.
250	207.5	117.6	22.6	[kg/cm ²]
300	249.0	141.1	25.6	[kg/cm ²]
350	290.5	164.6	28.4	[kg/cm ²]
400	332.0	188.1	31.0	[kg/cm ²]
450	373.5	211.6	33.5	[kg/cm ²]
500	415.0	235.2	36.0	[kg/cm ²]

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u. m.
25	20.75	11.75	2.26	[N/mm ²]
30	24.90	14.11	2.56	[N/mm ²]
35	29.05	16.46	2.84	[N/mm ²]
40	33.20	18.81	3.10	[N/mm ²]
45	37.35	21.16	3.35	[N/mm ²]
50	41.50	23.51	3.60	[N/mm ²]

legenda:

- f_{ck} (resistenza cilindrica a compressione);
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$;
- f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione);
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
- f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione);
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
 $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$;

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2.12 * \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60$$

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate);

0.10 mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate). Dilatazione termica:

$10 * 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Viscosità $\varphi = 1.70$.

Parametri caratteristici e tensioni limite

Tabella riassuntiva per vari R_{ck}

PROSPETTO CLASSI DI ESPOSIZIONE E COMPOSIZIONE UNI EN 206-16

Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	A/C MAX	R'cK min.	Dos. Min. Cem. Kg
--------	---------------------------	--	---------	-----------	-------------------

1 Assenza di rischio di corrosione o attacco

X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto secco	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa.	----	15	----
----	--	--	------	----	------

2 Corrosione indotta da carbonatazione

Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.

XC1	Secco o permanentemente acquoso	Interni di edifici con umidità dell'aria bassa. Calcestruzzo costantemente immerso in acqua	0,65	25	260
XC2	Acquoso, raramente secco	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Molte fondazioni.	0,60	30	280
XC3	Umidità moderata	All'interno di edifici con umidità dell'aria moderata o elevata. Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia.	0,55	37	280
XC4	Ciclicamente acquoso e secco	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2.	0,50	37	300

9.2 ACCIAIO PER C.A.

Riferimenti: D.M. 17.01.2018, par. 11.3.2;

Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale; UNI EN 206;

Acciaio per C.A. B450C	
f _{yk} tensione nominale di snervamento:	≥ 4580 kg/cm ² (≥ 450 N/mm ²)
f _{tk} tensione nominale di rottura:	≥ 5500 kg/cm ² (≥ 540 N/mm ²)
ftd tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35$$

$$f_t / f_y \geq 1.15$$

Diametro delle barre ≤ Φ40 mm.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri ≤ 16 mm.

Reti e tralicci con elementi base di diametro ≤ 16 mm.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\Phi_{\min} / \Phi_{\max} \geq 0.6$

Acciaio per C.A. B450A	
f _{yk} tensione nominale di snervamento:	≥ 4580 kg/cm ² (≥ 450 N/mm ²)
f _{tk} tensione nominale di rottura:	≥ 5500 kg/cm ² (≥ 540 N/mm ²)
ftd tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.25$$

$$f_t / f_y \geq 1.05$$

Diametro delle barre: ≤ Φ10 mm.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri ≤ 10 mm.

Reti e tralicci con elementi base di diametro ≤ Φ 10 mm.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\Phi_{\min} / \Phi_{\max} \geq 0.6$

10 ANALISI PUSH-OVER

10.1 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Per come disposto dal D.M. 2018, le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

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. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di 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;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi.

La durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera, deve essere garantita attraverso una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione. I prodotti ed i componenti utilizzati per le opere strutturali devono essere chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche indispensabili alla valutazione della sicurezza e dotati di idonea qualificazione, così come specificato al Cap. 11 del D.M. 2018.

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al § 2.1 del D.M. 2018., sono elencati nel seguito:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;

- d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- f) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- g) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- h) instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi sono quelli precisati nel § 3.2.1

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 2.1 D.M. 2018., sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio sono quelli precisati nel § 3.2.1. D.M. 2018..

Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini. La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi. Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

La struttura in oggetto di intervento risulta classificata come costruzione esistente. È definita costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata.

Lo scrivente, per come definito dal D.M. 2008, nella valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti ha tenuto conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si è tenuto conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Si è previsto l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati "fattori di confidenza", che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali

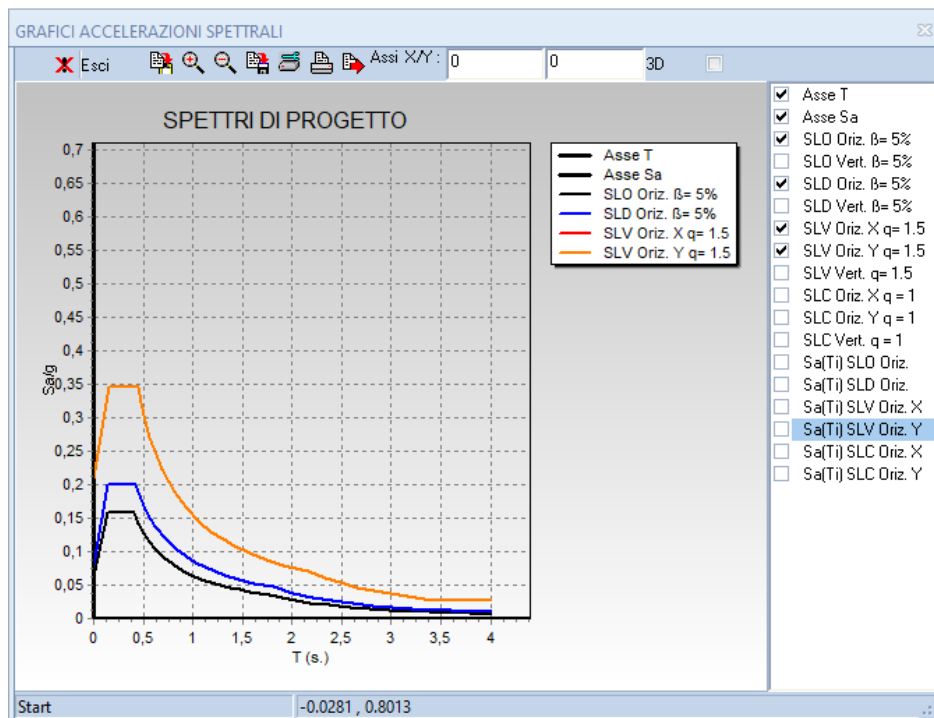
10.2 RISULTATI STATO ATTUALE –STRUTTURA ESISTENTE

La verifica della struttura a seguito degli interventi è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo CDSWin®.

In questo paragrafo vengono riportati i risultati principali di calcolo della STRUTTURA ESISTENTE.

La verifica degli elementi è stata effettuata col metodo delle analisi non lineare statica pushover analysis.

I risultati completi sono riportati in dettaglio nel tabulato della relazione di calcolo (Elab.303 – Calcoli Struttura Esistente).



Spettro di progetto struttura esistente

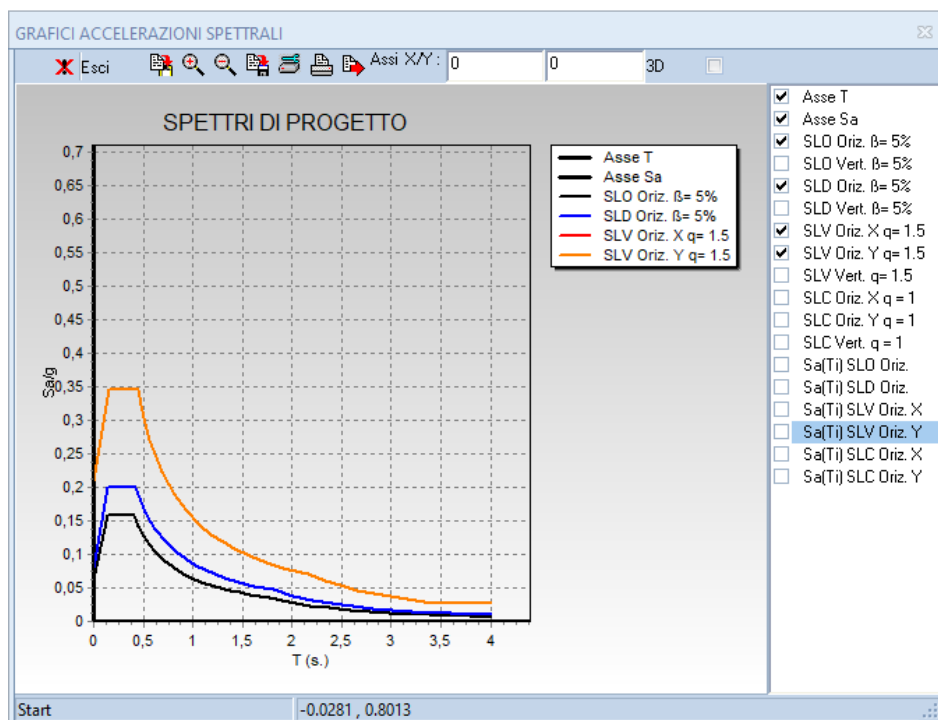
10.3 RISULTATI STATO DI PROGETTO–STRUTTURA MIGLIORATA

La verifica della struttura a seguito degli interventi è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo CDSWin®. Il modello di analisi è stato costruito utilizzando come base il modello dell'esistente, stessa geometria e stessi carichi, sul quale sono stati aggiunti i setti in cemento armato di progetto, lo spostamento di alcune aperture, l'intervento sul solaio deformabile al fine di renderlo rigido nel proprio piano, la realizzazione di un intonaco armato per le murature in mattoni pieni.

In questo paragrafo vengono riportati i risultati principali di calcolo della struttura adeguata.

La verifica degli elementi è stata effettuata col metodo delle analisi non lineare statica pushover analysis.

I risultati completi sono riportati in dettaglio nel tabulato della relazione di calcolo. La struttura è inoltre stata verificata in condizione statica ed in condizione dinamica lineare per la verifica a sisma ortogonale. (Elab.304 – tabulati di calcolo post-intervento).



Spettro di progetto struttura adeguata

10.4 CONFRONTO CURVE ADSR STATO ESISTENTE E A STRUTTURA MIGLIORATA

La verifica degli elementi è stata effettuata col metodo delle analisi non lineare statica pushover analysis. I risultati completi sono riportati in dettaglio nel tabulato della relazione di calcolo (Elab.303 ed Elab.304). Le curve ADSR S_a/g (mm) per n°5 condizioni di ingresso del sisma vengono riportate alle pagine successive.

11 CONCLUSIONI

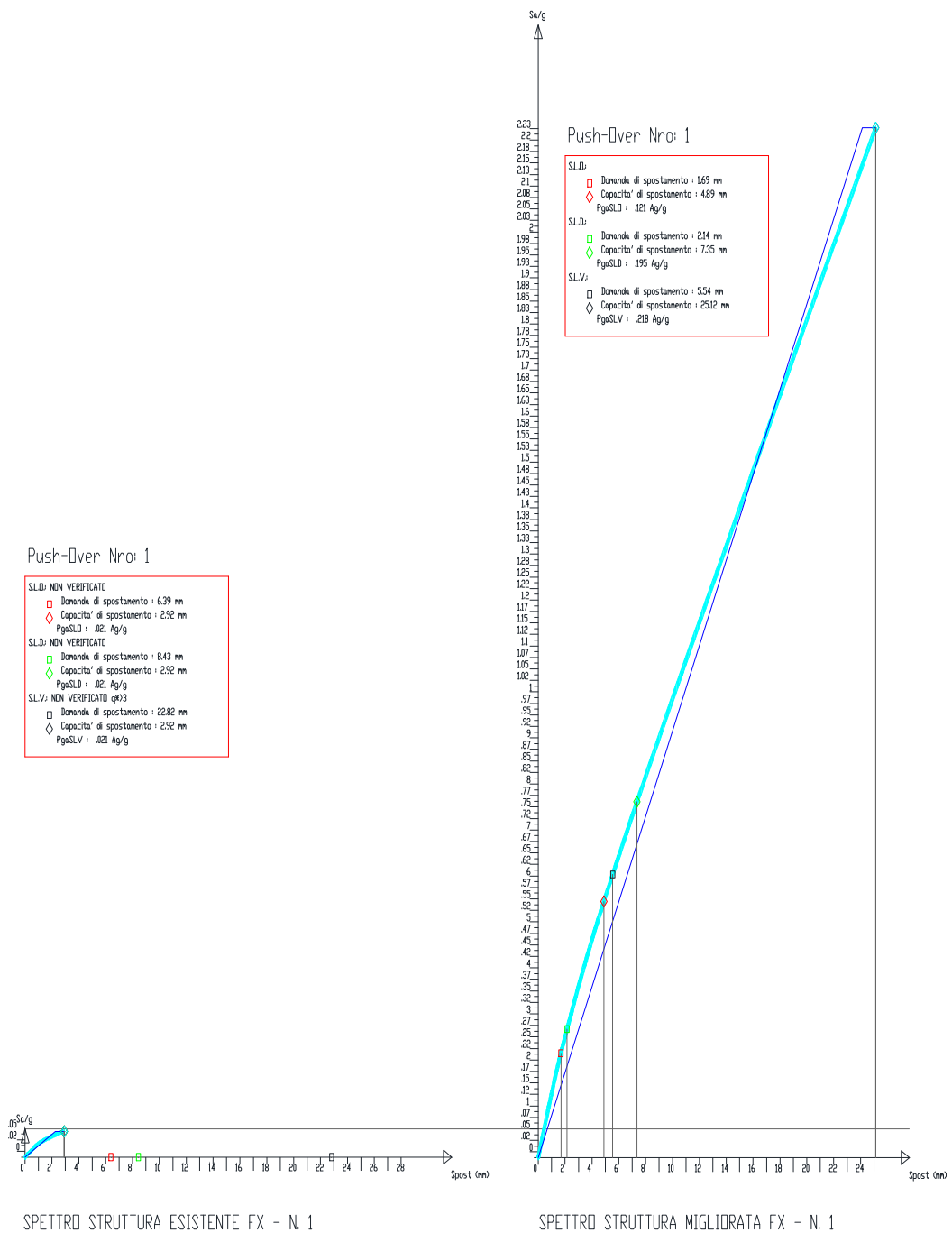
La comparazione delle curve di spettro ADSR S_a/g (mm) della struttura esistente e della struttura migliorata nelle varie configurazioni di Push-Over, conduce alle seguenti conclusioni:
le curve ADSR presentano qualitativamente lo stesso andamento grafico a dimostrazione di un mantenimento delle simmetrie strutturali;

gli spettri ADSR S_a/g risultano simili in funzione del segno (+/-) di ingresso del sisma, ciò conforta i calcoli vista la quasi simmetria della struttura in relazione agli assi x ed y ;

il Δ del valore S_a/g tra la struttura esistente e la struttura migliorata risulta netto e significativo.

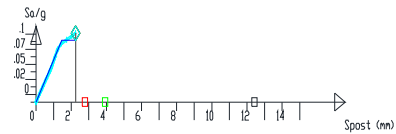
L'intervento si configura come un adeguamento sismico, infatti come riscontrabile al punto 8.4.2 delle NTC 2018, *“per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di $Zeta_E$, a seguito degli interventi di miglioramento, deve comunque essere minore di 0,6...”*.

Il valore minimo riscontrato nelle 32 pushover condotte risulta essere pari a 1,568, quindi l'intervento può essere considerato come adeguamento.



Push-Over Nro: 4

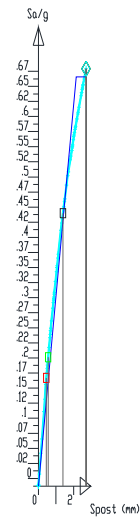
S.L.D.: NON VERIFICATO	
□	Domanda di spostamento : 2.78 mm
◇	Capacità di spostamento : 2.24 mm
	PgoSLD : .036 Ag/g
S.L.D.: NON VERIFICATO	
□	Domanda di spostamento : 3.93 mm
◇	Capacità di spostamento : 2.24 mm
	PgoSLD : .036 Ag/g
S.L.V.: NON VERIFICATO q=3	
□	Domanda di spostamento : 12.41 mm
◇	Capacità di spostamento : 2.24 mm
	PgoSLV : .036 Ag/g



SPETTRO STRUTTURA ESISTENTE FY(-) - N. 4

Push-Over Nro: 4

S.L.D.:	
□	Domanda di spostamento : .44 mm
◇	Capacità di spostamento : 2.7 mm
	PgoSLD : .218 Ag/g
S.L.D.:	
□	Domanda di spostamento : .55 mm
◇	Capacità di spostamento : 2.7 mm
	PgoSLD : .218 Ag/g
S.L.V.:	
□	Domanda di spostamento : 1.39 mm
◇	Capacità di spostamento : 2.7 mm
	PgoSLV : .218 Ag/g



SPETTRO STRUTTURA MIGLIORATA FY(-) - N. 4

Push-Over Nro: 5

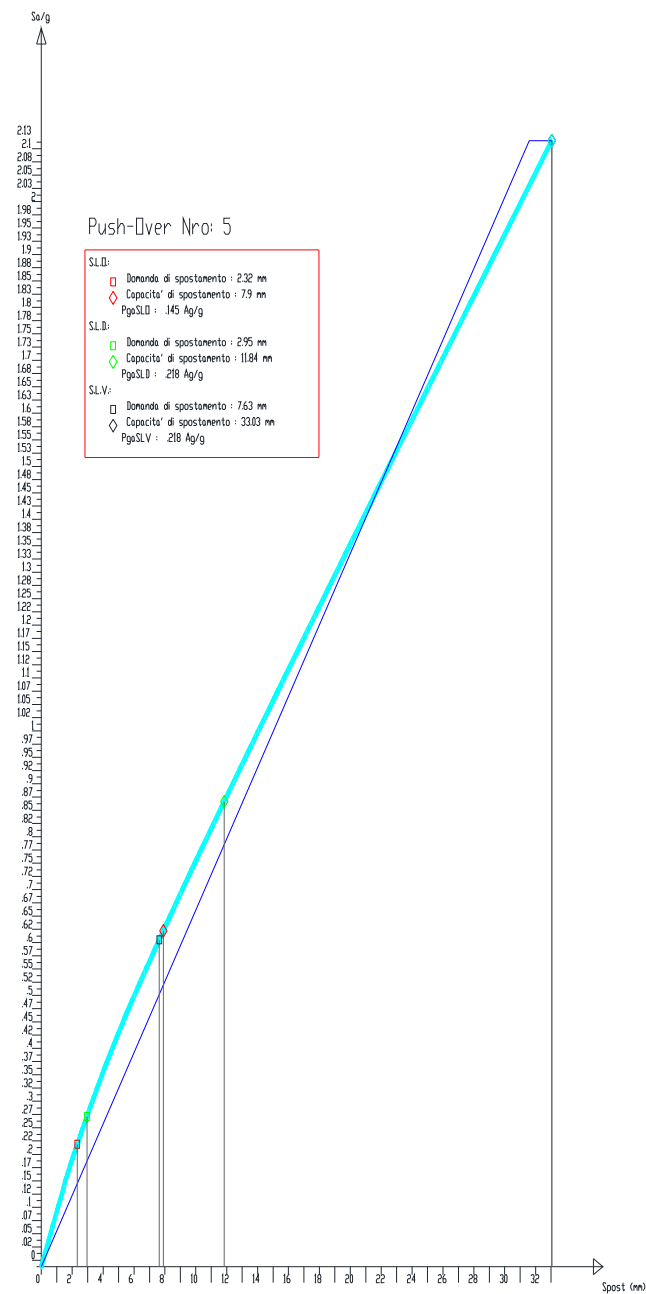
S.L.D.: NON VERIFICATO	
□	Domanda di spostamento : 6.21 mm
◇	Capacita' di spostamento : 2.6 mm
PgoSLD : .019 Ag/g	
S.L.B.: NON VERIFICATO	
□	Domanda di spostamento : 8.21 mm
◇	Capacita' di spostamento : 2.6 mm
PgoSLB : .019 Ag/g	
S.L.V.: NON VERIFICATO q=3	
□	Domanda di spostamento : 22.29 mm
◇	Capacita' di spostamento : 2.6 mm
PgoSLV : .019 Ag/g	



SPETTRO STRUTTURA ESISTENTE FX - N. 5

Push-Over Nro: 5

S.L.D.:	
□	Domanda di spostamento : 2.32 mm
◇	Capacita' di spostamento : 7.9 mm
PgoSLD : .145 Ag/g	
S.L.B.:	
□	Domanda di spostamento : 2.95 mm
◇	Capacita' di spostamento : 11.84 mm
PgoSLB : .218 Ag/g	
S.L.V.:	
□	Domanda di spostamento : 7.63 mm
◇	Capacita' di spostamento : 33.03 mm
PgoSLV : .218 Ag/g	



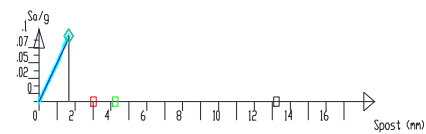
SPETTRO STRUTTURA MIGLIORATA FX - N. 5

Push-Over Nro: 8

SLD: NON VERIFICATO
 □ Domanda di spostamento : 3.03 mm
 ◇ Capacita' di spostamento : 1.64 mm
 PgoSLD : .025 Ag/g

SLD: NON VERIFICATO
 □ Domanda di spostamento : 4.24 mm
 ◇ Capacita' di spostamento : 1.64 mm
 PgoSLD : .025 Ag/g

SLV: NON VERIFICATO q93
 □ Domanda di spostamento : 13.22 mm
 ◇ Capacita' di spostamento : 1.64 mm
 PgoSLV : .025 Ag/g



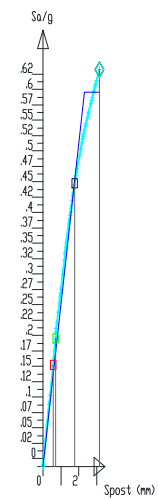
SPETTRO STRUTTURA ESISTENTE FY(-) - N. 8

Push-Over Nro: 8

SLD:
 □ Domanda di spostamento : 56 mm
 ◇ Capacita' di spostamento : 314 mm
 PgoSLD : 218 Ag/g

SLD:
 □ Domanda di spostamento : 69 mm
 ◇ Capacita' di spostamento : 314 mm
 PgoSLD : 218 Ag/g

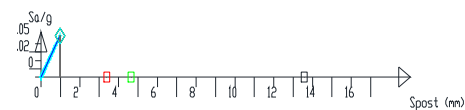
SLV:
 □ Domanda di spostamento : 1.76 mm
 ◇ Capacita' di spostamento : 314 mm
 PgoSLV : 218 Ag/g



SPETTRO STRUTTURA MIGLIORATA FY(-) - N. 8

Push-Over Nro: 16

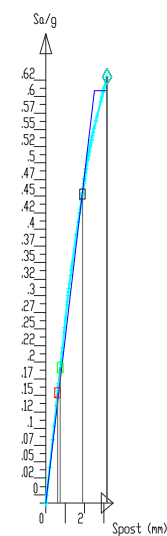
S.L.D.: NON VERIFICATO	
□	Domanda di spostamento : 3.38 mm
◇	Capacita' di spostamento : 97 mm
	PgaSLD : .013 Ag/g
S.L.D.: NON VERIFICATO	
□	Domanda di spostamento : 4.64 mm
◇	Capacita' di spostamento : 97 mm
	PgaSLD : .013 Ag/g
S.L.V.: NON VERIFICATO q=3	
□	Domanda di spostamento : 13.56 mm
◇	Capacita' di spostamento : 97 mm
	PgaSLV : .013 Ag/g



SPETTRO STRUTTURA ESISTENTE FY(-) - N. 16

Push-Over Nro: 16

S.L.D.:	
□	Domanda di spostamento : .6 mm
◇	Capacita' di spostamento : 3.15 mm
	PgaSLD : .212 Ag/g
S.L.D.:	
□	Domanda di spostamento : .74 mm
◇	Capacita' di spostamento : 3.15 mm
	PgaSLD : .212 Ag/g
S.L.V.:	
□	Domanda di spostamento : 1.88 mm
◇	Capacita' di spostamento : 3.15 mm
	PgaSLV : .212 Ag/g



SPETTRO STRUTTURA MIGLIORATA FY(-) - N. 16