Sede legale e amministrativa: I - 33100 UDINE via Gaeta, 54
Tel: +39 0432 234306 - Telefax: +39 0432 205658
www.europrogetti.ud.it - e-mail: info@europrogetti.ud.it

EUROPROGETTI S.r.l.

COMUNE DI NONANTOLA

INTERVENTI DI RIPARAZIONE CON MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA D'INFANZIA "DON L. MILANI"

REGIONE: EMILIA ROMAGNA

PROVINCIA: MODENA

COMUNE: NONANTOLA

TITOLO : ISTITUTO DON MILANI - PROGETTO STRUTTURE

Relazione sui materiali, relazione geotecnica e sulle fondazioni, relazione sismica, relazione di calcolo e giudizio motivato di accettabilità dei risultati

CODICE ELABORATO: 16GA088 (commessa) | PE (livello progettazione) | CO (destinatario) | R (tipo elaborato) | ST (settore) | 06.M (n° elaborato) | 0 (variante)

ST.06.M

VAR. N.	DESCRIZIONE MODIFICA	DATA	SOSTITUISCE ELABORATO
0	PRIMA EMISSIONE	03.09.2018	/

EMESSO PER:

Consulenza	☐	Progetto preliminare	☐	Progetto esecutivo	☒
Richiesta autorizzazione	☐	Progetto definitivo	☐	Direzione Lavori	☐

Il progettista

Ing. Claudio Pantanali

Il direttore tecnico

Ing. Claudio Pantanali

Il committente

QUESTO DISEGNO E' DI PROPRIETA' DELLA EUROPROGETTI S.r.l. E NE E' VIETATA LA RIPRODUZIONE A TERMINI DI LEGGE

INDICE

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO **2**

2 METODO DI CALCOLO **4**

3 RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI **7**

4 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI **24**

5 RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA **29**

6 RELAZIONE DI CALCOLO **41**

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1.1 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";*
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 *"Norme tecniche per le costruzioni";*
- Circolare 10 aprile 1997, n.65/AA.GG. *"Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le co struzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996";*
- Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996 *"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";*
- L. 02.02.1974 n. 64 *"Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche".*

1.2 NORME GENERALI RELATIVE AI MANUFATTI IN C.A. E A QUELLI A STRUTTURA METALLICA, METODI DI CALCOLO E VERIFICA, CARICHI DI PROGETTO

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";*
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 *"Norme tecniche per le costruzioni";*
- Circolare 10 aprile 1997, n.65/AA.GG. *"Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le co struzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996";*
- Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996 *"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";*
- Decreto Ministeriale 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. 04.07.1996, n. 156 AA.GG./S.T.C. *"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. 16.01.1996".*
- L. 05.11.1971 n. 1086 *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".*

1.3 NORME RELATIVE ALLE OPERE DI FONDAZIONE E ALLE INDAGINI SUI TERRENI

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";*
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 *"Norme tecniche per le costruzioni";*

1.4 NORME RELATIVE AI MATERIALI DA COSTRUZIONE

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";*

- EN 206-1 *Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità;*
- UNI11104 *Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN-206-1.*

1.5 ALTRE NORME

1.5.1 CNR

- CNR-DT 212/2013 – *Istruzioni per la valutazione affidabilistica della sicurezza sismica di edifici esistenti.*

2 METODO DI CALCOLO

2.1 METODO DI CALCOLO

Il calcolo è eseguito applicando il metodo di verifica agli stati limite ultimi applicando il Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"*, utilizzando il programma di calcolo 3MURI della STADATA S.r.l. e il programma VcaSlu rel.7.7 di Piero GELFI.

La definizione degli spettri di risposta è stata effettutata con il programma *Spettri-NTCver1.03* stilato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

2.2 DESCRIZIONE SINTETICA CODICE DI CALCOLO SISMICAD

2.2.1 DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA 3MURI

Si tratta di un programma di calcolo strutturale nato specificatamente per il calcolo sismico e statico delle strutture in muratura secondo il DM 14-1-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", EC6, EC8, SIA. Non è semplicemente l'adattamento di un software FEM generico ma 3MURI è stato sviluppato in modo specifico per la progettazione di edifici nuovi o l'esame di edifici esistenti, in muratura e misti (con elementi in cemento armato, acciaio e legno), di piccole o grandi dimensioni. Il software utilizza un metodo di calcolo detto FME - Frame by Macro Element che schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto macroelemento. Il solutore del software ha dimostrato la sua affidabilità grazie a test effettuati presso numerose Università e Centri di ricerca nazionali e internazionali, con risultati in grado di rappresentare fedelmente il reale comportamento delle strutture analizzate. Dall'analisi effettuata è quindi possibile prevedere i necessari interventi di adeguamento sismico, mediante il rinforzo delle murature esistenti o l'inserimento di nuovi elementi in muratura o muratura armata.

2.2.2 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

3MURI consente di calcolare le strutture in muratura modellando i diversi elementi: pareti, solai, tetti, elementi aggiuntivi in cemento armato, acciaio, legno (travi, pilastri, setti) e considera i solai con l'effettiva rigidezza degli elementi che lo costituiscono; ciò permette di simulare il comportamento complessivo e di poterne valutare il contributo, senza necessariamente renderli infinitamente rigidi. In particolare, sono previste tutte le tipologie di solaio:

E' noto infatti che la rigidezza del solaio, soprattutto per i solai a bassa rigidezza come quelli in legno, condizionano fortemente il comportamento complessivo sotto sisma.

La costruzione del modello viene eseguita in modo interattivo, introducendo graficamente la struttura e controllando in ogni

momento i dati ed i risultati.

La prima fase prevede l'input completamente grafico della struttura attraverso "oggetti strutturali": pannelli di muratura, travi e pilastri in c.a., acciaio, legno, muratura, catene, e cordoli. Successivamente sono calcolati, in automatico, parametri fondamentali per l'analisi "push-over" come la flessibilità dei solai. Infine, il modello viene completato con i carichi introdotti direttamente sui solai, i vincoli, e le caratteristiche del terreno. La distribuzione dei carichi sugli elementi verticale è calcolata automaticamente.

Per tutti gli elementi previsti, vi è una sessione dedicata all'inserimento della geometria attraverso la lettura di disegni in formato DXF e IFC.
L'inserimento del materiale prevede la possibilità di richiamare le tabelle previste da normativa. Oltre agli elementi semplici, come pannelli murari, travi in c.a., legno e acciaio, setti e catene, 3MURI offre la possibilità di inserire anche elementi composti:

- Pannello + cordolo
- Pannello + trave
- Pannello + catena
- Pannello + rinforzi

Le coperture in 3MURI sono costituite da un insieme di elementi strutturali che fanno parte del livello attivo; è quindi possibile definire un tetto per ogni livello. Questa modalità di inserimento permette di definire un sistema di coperture a quote differenziate.
Le falde possono appartenere a diverse famiglie strutturali, come ad esempio quelle del legno e del latero cemento.
Il software permette di definire due tipologie di coperture:

- Copertura non strutturale → nel caso di una copertura NON strutturale come quella in legno di una struttura esistente, affidare la portanza sismica e la capacità di trasferire le forze a un sistema a bassa rigidezza, di cui spesso si possiedono limitate informazioni in merito al buon ammorsamento con la muratura, costituisce un rischio. Quindi, è bene trascurare resistenza e rigidezza di tali elementi, facendo in modo che non entrino in gioco al momento della mesh e vengano trasformati in carichi applicati alla struttura sottostante, Le stesse porzioni in muratura (es. timpani), in assenza di falde a buona rigidezza, potrebbero dar luogo a meccanismi di fuori piano; in tal caso, sarebbe opportuno omettere la rigidezza di tali elementi murari. In questa condizione, la mesh dell'edificio sarebbe la medesima al caso in cui fosse stata eseguita la mesh prima di inserire il tetto.
- Copertura strutturale → nel caso di una copertura strutturale, in cui la falda possieda una rigidezza significativa, è possibile utilizzarla per avere una ripartizione delle forze più coerente con la realtà. In tal caso, è necessario che nella mesh della struttura siano coinvolti tutti gli elementi strutturali della copertura.

Le falde sono costituite da superfici (anche NON piane) che vengono discretizzate mediante mesh triangolare con elementi di tipo membrana (stesso elemento usato per i solai).

Data l'irregolarità delle strutture esistenti, capita spesso che per seguire in modo accurato il profilo murario vengano posate travi dell'orditura di una singola falda non complanari, questo è il motivo per cui è possibile inserire anche falde non piane. Inoltre, i maschi murari vengono modificati in altezza e forma per seguire correttamente il perimetro della falda

I carichi vengono applicati direttamente sui solai. Il peso proprio delle murature è calcolato in automatico mentre i carichi dei solai, suddivisi tra permanenti e variabili, sono ripartiti automaticamente sulle murature su cui appoggiano secondo la loro reale disposizione, monodirezionale o bidirezionale.

Le tipologie di carico disponibili sono:

- • concentrati sui solai
- • concentrati sui muri
- • lineari sui solai
- • lineari sui muri
- • distribuiti sui solai e sui balconi

L'analisi della struttura in 3MURI è suddivisa in due fasi: nella prima viene generato automaticamente il modello a telaio equivalente, nella seconda si esegue l'analisi statica non lineare (push-over) da cui si ricava la curva di capacità della struttura (curva sforzo – spostamento del punto di controllo).

Il risultato della generazione del modello a telaio equivalente è la presentazione di una mesh che schematizza la struttura in maschi, fasce, travi, tiranti e pilastri. Questi elementi possono ancora essere modificati manualmente per tener conto di situazioni particolari.

L'analisi non lineare, invece, è condotta aumentando in modo monotono i carichi, e ricavando lo spostamento orizzontale della struttura. Superando un valore convenzionale di spostamento, calcolato automaticamente, si considera la struttura collassata e si può costruire la curva Forza orizzontale – Spostamento orizzontale, che rappresenta la Curva di capacità offerta, cioè il comportamento della struttura al variare dei carichi orizzontali.

Il software 3muri permette la determinazione automatica del telaio equivalente, una volta definita la geometria dell'edificio, attraverso un algoritmo che riconosce le connessioni tra i pannelli murari e li suddivide in elementi rigidi, maschi, fasce e creando la struttura da analizzare.

Per ogni analisi viene presentata la curva push-over e la schematizzazione della bilatera del sistema equivalente. A seconda della normativa scelta vengono visualizzate le condizioni di verifica corrispondenti. E' possibile esaminare qualsiasi parametro della risposta della costruzione, al fine di un'adeguata comprensione del comportamento strutturale. Questi dati sono necessari per progettare al meglio eventuali interventi di adeguamento o miglioramento sismico.

Rappresentazione della curva sforzo – deformazione

Il limite della curva a destra indica lo spostamento fornito dalla struttura. La barra rossa verticale indica lo spostamento minimo richiesto dalla normativa. Se questo valore risulta inferiore al limite destro della curva, la struttura è verificata.

Il modello 3Muri, attraverso lo studio del comportamento elasto-plastico degli elementi consente di valutare in ogni istante le condizioni degli elementi singoli e della struttura globale. La verifica si ottiene quindi in termini prestazionali, cioè di capacità della struttura di subire spostamenti superiori a quanto richiesto dalla norma.

I risultati sono rappresentati in termini di valori degli spostamenti, delle caratteristiche di sollecitazione e di deformazione dei nodi per le varie pareti che compongono la struttura per ogni sottopasso dell'analisi.

E' inoltre visualizzato l'andamento delle deformata, sia di pianta che della parete, il differente colore mette in luce lo stato di avanzamento del danno nei vari macroelementi. Osservando le tonalità di colore presenti nella mappa della parete deformata, si può facilmente determinare i macroelementi danneggiati e la causa del danneggiamento (taglio, pressoflessione).

Per tutti gli elementi non danneggiati è anche possibile valutare la tendenza al danneggiamento, andando a distinguere se entrano in campo plastico per taglio o per pressoflessione. Questo tipo di visualizzazione non riguarda solamente gli elementi murari ma anche quelli in C.A., acciaio o legno.

3 RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 PRESCRIZIONI GENERALI

L'acqua utilizzata per l'impasto deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non essere aggressiva, inoltre non deve provenire da zone di ristagno all'aperto.

Gli inerti, naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche limose ed argillose, di gesso ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature; devono provenire da impianti di estrazione e lavaggio autorizzati, ed avere granulometria opportunamente assortita, adeguatamente alla particolare destinazione del getto ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

3.1.1.1 LEGANTI

Nelle opere oggetto della presente relazione devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità - rilasciato da un organismo europeo notificato - ad una norma armonizzata della serie UNI EN 197 ovvero ad uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA), purchè idonei all'impiego previsto nonchè, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n.595.

È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

3.1.1.2 AGGREGATI

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

3.1.1.3 AGGIUNTE

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali.

Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 450-1. Per quanto riguarda l'impiego si potrà fare utile riferimento ai criteri stabiliti dalle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

I fumi di silice devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 13263-1.

3.1.1.4 ADDITIVI

Gli additivi devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

3.1.1.5 ACQUA DI IMPASTO

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008: 2003.

3.1.1.6 MISCELE PRECONFEZIONATE DI COMPONENTI PER CALCESTRUZZO

In assenza di specifica norma armonizzata europea, il produttore di miscele preconfezionate di componenti per calcestruzzi, cui sia da aggiungere in cantiere l'acqua di impasto, deve documentare per ogni componente utilizzato la conformità alla relativa norma armonizzata europea.

3.1.2 PRESCRIZIONI PER IL CONTROLLO DELLA FESSURAZIONE

Allo scopo di controllare la formazione di fessure nel calcestruzzo fresco si forniscono le seguenti prescrizioni:

- costipare adeguatamente il calcestruzzo nei casseri;
- proteggere i getti da un'evaporazione troppo rapida;
- ridurre lo scambio termico dei getti con l'ambiente;
- utilizzare cementi di miscela (che sviluppano un minore calore di idratazione).

Allo scopo di controllare la formazione di fessure nel calcestruzzo indurito si forniscono le seguenti prescrizioni:

- i cementi di miscela utilizzati saranno a basso contenuto di C3A (ad esempio cementi pozzolanici o cementi con scorie d'altoforno);
- gli aggregati utilizzati dovranno essere non reattivi con gli alcali.

Allo scopo di controllare la formazione di fessure nel calcestruzzo indurito dovute ai cicli di gelo – disgelo si forniscono le seguenti prescrizioni:

- Utilizzare additivi aeranti che provocano microbolle diffuse che permettono l'espansione dell'acqua durante il passaggio di stato (aria 5-6% in volume)

Si raccomanda infine una particolare attenzione nel posizionamento dell'armatura e dei casseri in modo tale da garantire lo spessore e la qualità del copriferro richiesti ed indicati dal progettista

3.1.3 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA FONDAZIONI

Minima classe di resistenza	**25/30**
Tipo di cemento	Portland tipo I o II/A LL
Dimensioni inerti	≤25mm
Classe di esposizione	**XC2**
Contenuto minimo in aria	--
Altri requisiti	--
Additivi	--
Classe di consistenza	S5

3.1.3.1 RESISTENZE DI CALCOLO DEL MATERIALE

Resistenza caratteristica cubica a 28gg	$\mathbf{R_{ck}}$	**30 N·mm^{-2}**
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0{,}83 \cdot R_{ck}$	f_{ck}	24,9 N·mm^{-2}
Valor medio della resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$	f_{cm}	32,9 N·mm^{-2}
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls	γ_c	1,5
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	f_{cd}	14,11 N·mm^{-2}
Resistenza di calcolo a compressione nel caso di elementi piani (solette, pareti, etc) gettati in opera con spessori minori di 50mm	$0{,}80 f_{cd}$	11,28 N·mm^{-2}
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE ASSIALE $f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ per classi ≤C50/60 $f_{ctm} = 2{,}12 \cdot \ln[1 + f_{cm}/10]$ per classi >C50/60	f_{ctm} f_{ctm}	2,55N·mm^{-2} ----- N·mm^{-2}
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0{,}7 \cdot f_{ctm}}{1{,}5}$ per classi ≤C50/60 $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0{,}7 \cdot f_{ctm}}{1{,}5}$ per classi >C50/60	f_{ctd} f_{ctd}	1,19 N·mm^{-2} ------ N·mm^{-2}
Resistenza di calcolo a trazione nel caso di elementi piani (solette, pareti, etc) gettati in opera con spessori minori di 50mm. per classi ≤C50/60 per classi >C50/60	 $0{,}80 f_{ctd}$ $0{,}80 f_{ctd}$	 0,95 N·mm^{-2} ------ N·mm^{-2}

RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE $f_{cfm} = 1{,}20 \cdot f_{ctm}$ per classi ≤C50/60 $f_{cfm} = 1{,}20 \cdot f_{ctm}$ per classi >C50/60	f_{cfm} f_{cfm}	3,06 N·mm^{-2} ------ N·mm^{-2}
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $f_{bk} = 2{,}25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ $\eta = 1{,}0$ per barre di diametro Φ≤32mm $\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore per classi ≤C50/60 e η=1	f_{bk}	4,03 N·mm^{-2}
TENSIONE TANGENZIALE DI ADERENZA ACCIAIO-CALCESTRUZZO $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$	f_{bd}	2,68 N·mm^{-2}
MODULO ELASTICO ISTANTANEO DEL CALCESTRUZZO $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$	E_{cm}	31.447,1 N·mm^{-2}
COEFFICIENTE DI POISSON (calcestruzzo non fessurato)	ν	0,2
COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA	α_c	10 10^{-6}C^{-1}

3.1.4 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA STRUTTURE IN ELEVAZIONE – OPERE INTERNE

Minima classe di resistenza	**C25/30**
Tipo di cemento	Portland tipo I o II/A LL
Dimensioni inerti	≤25mm
Classe di esposizione	**XC1**
Contenuto minimo in aria	--
Altri requisiti	--
Additivi	--
Classe di consistenza	S4

3.1.4.1 RESISTENZE DI CALCOLO DEL MATERIALE

Resistenza caratteristica cubica a 28gg	$\mathbf{R_{ck}}$	**30 N·mm^{-2}**
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0{,}83 \cdot R_{ck}$	f_{ck}	24,9 N·mm^{-2}
Valor medio della resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$	f_{cm}	32,9 N·mm^{-2}
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls	γ_c	1,5
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	f_{cd}	14,11 N·mm^{-2}
Resistenza di calcolo a compressione nel caso di elementi piani (solette, pareti, etc) gettati in opera con spessori minori di 50mm	$0{,}80 f_{cd}$	11,28 N·mm^{-2}
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE ASSIALE		
$f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ per classi ≤C50/60	f_{ctm}	2,55N·mm^{-2}
$f_{ctm} = 2{,}12 \cdot \ln[1 + f_{cm}/10]$ per classi >C50/60	f_{ctm}	----- N·mm^{-2}
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE		
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0{,}7 \cdot f_{ctm}}{1{,}5}$ per classi ≤C50/60	f_{ctd}	1,19 N·mm^{-2}
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0{,}7 \cdot f_{ctm}}{1{,}5}$ per classi >C50/60	f_{ctd}	------ N·mm^{-2}
Resistenza di calcolo a trazione nel caso di elementi piani (solette, pareti, etc) gettati in opera con spessori minori di 50mm.		
per classi ≤C50/60	$0{,}80 f_{ctd}$	0,95 N·mm^{-2}
per classi >C50/60	$0{,}80 f_{ctd}$	------ N·mm^{-2}

RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE $f_{cfm} = 1{,}20 \cdot f_{ctm}$ per classi ≤C50/60 $f_{cfm} = 1{,}20 \cdot f_{ctm}$ per classi >C50/60	f_{cfm} f_{cfm}	3,06 N·mm^{-2} ------ N·mm^{-2}
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $f_{bk} = 2{,}25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ $\eta = 1{,}0$ per barre di diametro Φ≤32mm $\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore per classi ≤C50/60 e η=1	f_{bk}	4,03 N·mm^{-2}
TENSIONE TANGENZIALE DI ADERENZA ACCIAIO-CALCESTRUZZO $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$	f_{bd}	2,68 N·mm^{-2}
MODULO ELASTICO ISTANTANEO DEL CALCESTRUZZO $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$	E_{cm}	31.447,1 N·mm^{-2}
COEFFICIENTE DI POISSON (calcestruzzo non fessurato)	ν	0,2
COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA	α_c	10 10^{-6}C^{-1}

3.1.5 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA STRUTTURE IN ELEVAZIONE – OPERE ESTERNE

Minima classe di resistenza	**C30/37**
Tipo di cemento	Portland tipo I o II/A LL
Dimensioni inerti	≤25mm
Classe di esposizione	**XF1**
Contenuto minimo in aria	--
Altri requisiti	--
Additivi	--
Classe di consistenza	S4

3.1.5.1 RESISTENZE DI CALCOLO DEL MATERIALE

Resistenza caratteristica cubica a 28gg	R_{ck}	**37 N·mm^{-2}**
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0{,}83 \cdot R_{ck}$	f_{ck}	30,7 N·mm^{-2}
Valor medio della resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$	f_{cm}	38,7 N·mm^{-2}
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls	γ_c	1,5
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	f_{cd}	17,40 N·mm^{-2}
Resistenza di calcolo a compressione nel caso di elementi piani (solette, pareti, etc) gettati in opera con spessori minori di 50mm	$0{,}80 f_{cd}$	13,92 N·mm^{-2}
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE ASSIALE $f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ per classi ≤C50/60 $f_{ctm} = 2{,}12 \cdot \ln[1 + f_{cm}/10]$ per classi >C50/60	f_{ctm} f_{ctm}	2,94N·mm^{-2} ----- N·mm^{-2}
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0{,}7 \cdot f_{ctm}}{1{,}5}$ per classi ≤C50/60 $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0{,}7 \cdot f_{ctm}}{1{,}5}$ per classi >C50/60	f_{ctd} f_{ctd}	1,37 N·mm^{-2} ------ N·mm^{-2}
Resistenza di calcolo a trazione nel caso di elementi piani (solette, pareti, etc) gettati in opera con spessori minori di 50mm. per classi ≤C50/60 per classi >C50/60	 $0{,}80 f_{ctd}$ $0{,}80 f_{ctd}$	 1,10 N·mm^{-2} ------ N·mm^{-2}

RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE $f_{cfm} = 1{,}20 \cdot f_{ctm}$ per classi ≤C50/60 $f_{cfm} = 1{,}20 \cdot f_{ctm}$ per classi >C50/60	f_{cfm} f_{cfm}	3,53 N·mm^{-2} ------ N·mm^{-2}
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $f_{bk} = 2{,}25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ $\eta = 1{,}0$ per barre di diametro Φ≤32mm $\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore per classi ≤C50/60 e η=1	f_{bk}	4,63 N·mm^{-2}
TENSIONE TANGENZIALE DI ADERENZA ACCIAIO-CALCESTRUZZO $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$	f_{bd}	3,09 N·mm^{-2}
MODULO ELASTICO ISTANTANEO DEL CALCESTRUZZO $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$	E_{cm}	33.019,4 N·mm^{-2}
COEFFICIENTE DI POISSON (calcestruzzo non fessurato)	ν	0,2
COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA	α_c	10 10^{-6}C^{-1}

3.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

Acciaio d'armatura ordinaria in barre tonde ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento, tipo **B450C**

Modulo elastico	E_s	206000 N·mm^{-2}
Tensione caratteristica di snervamento di calcolo	$f_{y\ nom}$	450 N·mm^{-2}
Tensione caratteristica di rottura di calcolo	$f_{t\ nom}$	540 N·mm^{-2}
Coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciao	$\gamma_{m,s}$	1,15
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}}$	f_{yd}	391,3 N·mm^{-2}
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥450 N·mm^{-2}
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥540 N·mm^{-2}
Rapporti geometrici	$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$ $(f_y/f_{y\ nom})_k \leq 1,25$	
Allungamento	$(A_{gt})_k$	≥7,5%
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche	Ø<12mm 12≤Ø≤16mm 16<Ø≤25mm 25<Ø≤40mm	4Ø 5Ø 8Ø 10Ø

Coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo da normativa: n_{ca}=15.

3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

3.3.1 ACCIAIO PER PROFILATI, LAMIERE E LARGHI PIATTI LAMINATI A CALDO

Acciai per barrotte, profilati, lamiere e larghi piatti laminati a caldo: **S 275 JR**

Tensione di snervamento	f_y	275 $N \cdot mm^{-2}$
Tensione di rottura a trazione	f_t	430 $N \cdot mm^{-2}$
Modulo elastico normale	E_a	206000 $N \cdot mm^{-2}$
Modulo elastico tangenziale	G_a	78400 $N \cdot mm^{-2}$
Coefficiente di Poisson	ν	0,3
Peso specifico	γ_a	7850 $daN \cdot m^{-3}$

3.3.2 ACCIAIO PER PROFILATI, LAMIERE E LARGHI PIATTI LAMINATI A FREDDO

Acciai per barrotte, profilati, lamiere e larghi piatti laminati a freddo: **S 275 JR**

Tensione di snervamento	f_y	275 $N \cdot mm^{-2}$
Tensione di rottura a trazione	f_t	430 $N \cdot mm^{-2}$
Modulo elastico normale	E_a	206000 $N \cdot mm^{-2}$
Modulo elastico tangenziale	G_a	78400 $N \cdot mm^{-2}$
Coefficiente di Poisson	ν	0,3
Peso specifico	γ_a	7850 $daN \cdot m^{-3}$

3.4 MURATURA ARMATA

3.4.1 MURATURA ARMATA IN ELEMENTI IN LATERIZIO tipo P800 MA

Elementi	Percentuale di foratura ϕ	Area *f* della sezione normale del foro
SEMIPIENI	15%< ϕ ≤45%	f≤12cmq

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe della malta
Poroton P800 MA o equivalente	f_{bk}≥8N/mmq	≥M10

CLASSE DI ESECUZIONE 2

La suddetta classe di esecuzione richiede:

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendentemente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (Direttore dei Lavori).

3.4.2 MURATURA IN MATTONI SEMPIENI PER ZONA SISMICA

Elementi	Percentuale di foratura ϕ	Area *f* della sezione normale del foro
SEMIPIENI	15%< ϕ ≤45%	f≤12cmq

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe della malta
Poroton P800 o equivalente	f_{bk}≥8N/mmq	≥M10

CLASSE DI ESECUZIONE 2

La suddetta classe di esecuzione richiede:

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendentemente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (Direttore dei Lavori).

3.5 SCHEDE DEI MATERIALI

3.5.1 MASTERFLOW 928

BASF
We create chemistry

MasterFlow 928

Malta cementizia colabile, rheodinamica, espansiva per ancoraggi di precisione e per il ripristino di strutture in calcestruzzo in spessori centimetrici. Strutturale ad alte prestazioni, steel protection (d_k=0).

DEFINIZIONE DEL MATERIALE

MasterFlow 928 è una malta cementizia, applicabile mediante colaggio per spessori centimetrici tra piastra e fondazione.

MasterFlow 928 è conforme ai requisiti e limiti di accettazione delle malte espansive per ancoraggi indicati da:

- UNI 8993 e UNI 8994 circa le classi di consistenza per i tipi superfluido, fluido e plastico;
- UNI 8994 e UNI 8996, UNI 8147 per l'espansione sia in fase plastica che indurita;
- UNI 8998, circa l'assenza di bleeding.

In particolare MasterFlow 928 è una malta strutturale ad alte prestazioni (classe R4) in quanto rispetta i requisiti della norma EN 1504-3.

MasterFlow 928 è resistente agli agenti aggressivi dell'ambiente offrendo una barriera protettiva per le armature minimizzando il rischio di corrosione e garantendo una maggior durabilità dell'intervento di ripristino.

Per ancoraggi di grosso spessore utilizzare MasterFlow 980.

Rheodinamico: assicuriamo eccellenti di capacità di grouting e self-levelling in assenza totale di segregazione e bleeding.

Self Curing: minimizziamo il rischio di fessurazione anche per applicazioni in ambienti caldi e ventilati.

Steel Protection: le nostre malte si colorano di lilla (test con fenolftaleina) proteggendo le armature metalliche dalla corrosione.

Classe R4 (EN 1504-3/6): garantiamo alte prestazioni e durabilità in accordo alle normative vigenti per malte strutturali

PRINCIPALI CAMPI DI APPLICAZIONE

MasterFlow 928 è indicato per ancoraggi di precisione quali ad esempio quelli relativi a turbine a gas o a vapore, alternatori, compressori, macchine per cartiera, torni frontali ed orizzontali, fresatrici, piallatrici, presse, laminatoi a caldo, trafilatrici, alesatrici, equilibratrici, gru, motori diesel, pompe, pale eoliche, impianti di sollevamento, mulini per la frantumazione, macchine per il taglio dei marmi, pilastri in acciaio o in c.a.p.

CE
1326
BASF Construction Chemicals Italia spa
Via Vionale delle Corti, 21 Treviso
13
IT003/01

EN 1504-3 EN 1504-6
Malta CC per ripristini ed ancoraggi EN 1504-3 metodi 3.1/3.2/3.3/4.4/7.1/7.2 EN 1504-6 tab 3

Prova di estrazione	Spostamento <0,6mm con carico di 75kN
Resistenza a compressione:	Classe R4
Contenuto di cloruri:	< 0.05%
Adesione al supporto:	> 2.0 MPa
Ritiro:	> 2.0 MPa (adesione dopo la prova)
Resistenza alla carbonatazione:	Specifica superata
Modulo elastico:	> 20 GPa
Compatibilità termica:	
Gelo-disgelo	> 2.0 MPa (adesione dopo i cicli)
Temporali	> 2.0 MPa (adesione dopo i cicli)
Cicli a secco	> 2.0 MPa (adesione dopo i cicli)
Assorbimento capillare:	≤ 0.5 Kg/m² x h^0.5
Reazione al fuoco:	Classe A1
Sostanze pericolose:	Conforme 5.4

MASTER® BUILDERS SOLUTIONS

BASF
We create chemistry

MasterFlow 928

Malta cementizia colabile, rheodinamica, espansiva per ancoraggi di precisione e per il ripristino di strutture in calcestruzzo in spessori centimetrici. Strutturale ad alte prestazioni, steel protection (d_k=0).

CARATTERISTICHE

MasterFlow 928 risponde ai limiti di accettazione indicati nella normativa UNI EN 1504 parti 3 e 6.

MasterFlow 928 è caratterizzato da:

- **elevatissima fluidità e capacità di scorrimento**: proprietà fondamentale per gli ancoraggi sottopiastra perché garantisce il riempimento di tutti gli spazi anche quelli più lontani con una grande facilità di applicazione;
- rispondenza ai requisiti previsti dalla normativa italiana in tema di **malte espansive per ancoraggi**: tale requisito risulta il presupposto di base affinché il materiale possa essere impiegato con successo per gli ancoraggi di precisione;
- **elevate prestazioni meccaniche** sia a breve che a lunga stagionatura: tali proprietà sono sinonimo di una lunga vita di esercizio dell'ancoraggio del macchinario;
- **elevata adesione** al calcestruzzo e all'acciaio;
- **impermeabilità all'acqua**;
- elevata resistenza all'attacco degli oli lubrificanti;
- elevata resistenza ai fenomeni di fatica, ai cicli termici, alle elevate temperature.
- **resiste agli agenti aggressivi dell'ambiente**: il prodotto è impermeabile all'acqua, ai cloruri e ai solfati, resiste ai cicli di gelo/disgelo anche in presenza di sali disgelanti e non è soggetto a fenomeni di carbonatazione formando una barriera protettiva nei confronti delle armature;

PRESTAZIONI

Le prestazioni sottoriportate sono ottenute con una consistenza di 260 -270 mm secondo UNI EN 12395/1.

Metodo di prova	Prestazione
Bleeding, UNI 8998	Assente
Caratteristiche espansive - in fase plastica, UNI 8996 - contrastata UNI 8147 a 24 ore	 > 0.3 % > 0.03 %
Adesione al calcestruzzo, UNI EN 12615 (per taglio)	> 6 MPa
Resistenza allo sfilamento delle barre d'acciaio, RILEM-CEB-FIP RC6-78	> 30 MPa
Impermeabilità all'acqua misurata come resistenza alla penetrazione dell'acqua in pressione diretta, UNI EN 12390/8	profondità media penetrazione < 5 mm
Resistenza agli oli lubrificanti, bagno di olio per 60 gg a 40 °C	Nessun degrado
Modulo elastico, UNI EN 13412	28.000 (± 2.000) MPa)
Resistenza a compressione, UNI EN 12190	1 g > 35 MPa 7 gg > 65 MPa 28 gg > 75 MPa
Resistenza a trazione per flessione, UNI EN 196/1	1 g > 6 MPa 7 gg > 8 MPa 28 gg > 9 MPa
Test di valutazione della qualità della superficie di interfaccia ASTM C1339-02	> 85%

CONSUMO E CONFEZIONE

1950 kg per confezionare 1m³ di malta.
Sacchi da 25 kg.

MASTER® BUILDERS SOLUTIONS

BASF
We create chemistry

MasterFlow 928

Malta cementizia colabile, rheodinamica, espansiva per ancoraggi di precisione e per il ripristino di strutture in calcestruzzo in spessori centimetrici. Strutturale ad alte prestazioni, steel protection (d_k=0).

SCHEDA APPLICATIVA

STOCCAGGIO

Conservare il prodotto in luogo asciutto e protetto a temperatura compresa tra +5°C e +35°C.

PREPARAZIONE DELA FONDAZIONE E DELLA MACCHINA

Prima di posizionare la macchina rimuovere dalla superficie della fondazione il calcestruzzo deteriorato e l'eventuale lattime di boiacca, e irruvidire la superficie. Eliminare l'olio, il grasso, i detriti e la polvere dalla fondazione, dai pozzetti di ancoraggio, dai bulloni e dalla piastra d'appoggio.
Controllare che sulla piastra siano stati fatti dei fori per lo sfogo dell'aria. Posizionare, allineare e mettere a livello la macchina. Dopo aver posizionato la macchina, saturare il calcestruzzo di fondazione con acqua per almeno 8 ore prima del getto della malta d'ancoraggio. Rimuovere l'acqua libera con getti d'aria o con spugne o con un sifone dai pozzetti di ancoraggio.

CASSERATURA

Le casseforme debbono avere sufficiente impermeabilità per evitare sottrazioni d'acqua della malta da ancoraggio, ed essere ancorate e contrastate per resistere alla pressione della malta quando questa sarà messa in opera e livellato.
Dal lato dove si effettua il getto prevedere almeno 15 cm di battente e uno spazio libero di almeno 15 cm tra la sponda della cassaforma ed il basamento della macchina. Su tutti gli altri lati lasciare 5 cm di spazio tra cassaforma e basamento e 5-10 cm per il battente della malta. Nel caso di piastre molto estese, oltre che a prevedere valori più elevati (fino a 1,5 m) nel battente della malta, per favorire lo scorrimento della malta stessa può essere utile:

a) spostare il battente in punti più avanzati rispetto a quello iniziale del getto;
b) prevedere impasti più fluidi (circa il 5-10% di acqua in più) per lubrificare la fondazione in calcestruzzo, seguiti da impasti di fluidità normale.

Sigillare le casseforme per impedire perdite di malta e caduta del battente.

TEMPERATURA

MasterFlow 928 può essere impiegato quando la temperatura dell'ambiente è compresa tra +5°C e +40°C. Qualora la temperatura, al momento dell'applicazione, sia compresa tra +5 e +10 °C lo sviluppo delle resistenze meccaniche risulterà più lento. Si consiglia di utilizzare acqua di impasto riscaldata (+30 ÷ +50°C) e di applicare la malta nelle ore centrali della giornata.
Qualora la temperatura, al momento dell'applicazione, sia compresa tra +30 e +35°C, si consiglia di utilizzare acqua d'impasto a bassa temperatura (+5 ÷ +10°C) e di applicare la malta nelle ore meno calde della giornata.

MISCELAZIONE

Miscelare per 3-4 minuti, in betoniera, o per piccole quantità, con frusta montata su trapano a bassa velocità, l'intero contenuto dei sacchi con il quantitativo minimo d'acqua previsto (3.6 litri per ogni sacco) fino ad ottenere un impasto omogeneo e privo di grumi. Aggiungere poi eventualmente altra acqua (senza superare il quantitativo massimo previsto pari a 4,0 litri per sacco) per ottenere la consistenza rheodinamica.

APPLICAZIONE

Verificare osservando la superficie dell'acqua in un recipiente posto sulla piastra della macchina da ancorare, che le vibrazioni generate da eventuali macchine operanti nelle vicinanze non siano trasmesse alla fondazione della macchina che si sta ancorando.

MASTER® BUILDERS SOLUTIONS

BASF
We create chemistry

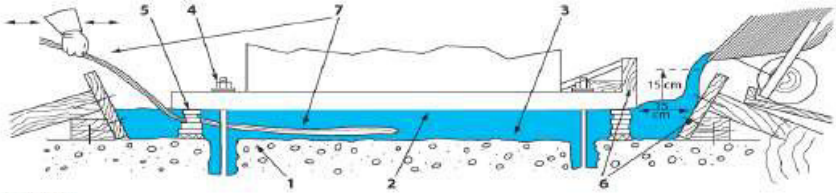
MasterFlow 928

Malta cementizia colabile, rheodinamica, espansiva per ancoraggi di precisione e per il ripristino di strutture in calcestruzzo in spessori centimetrici. Strutturale ad alte prestazioni, steel protection (d_k=0).

Qualora ciò si verifichi, è necessario arrestare queste macchine finchè non sia terminata la presa ed iniziato l'indurimento (almeno 10-12 ore a 20°C).
Eseguire il getto con continuità senza alcuna interruzione ed evitando di smuovere eccessivamente o di vibrare la malta sotto la piastra. La malta deve essere colato da un lato solo per favorire la fuoriuscita dell'aria. Evitare, in ogni modo, di colare la malta da due lati opposti. Assicurarsi che la malta abbia riempito completamente lo spazio tra la piastra e la fondazione, aiutandosi eventualmente con tondini flessibili fatti scorrere avanti e indietro sotto il basamento della macchina.

STAGIONATURA

Tutte le parti esposte all'aria debbono essere immediatamente protette dall'evaporazione e stagionate per almeno 24 ore mediante bagnatura e/o teli umidi o mediante applicazione a spruzzo dello stagionante di BASF.
La mancata stagionatura potrebbe provocare, soprattutto in climi caldi ed asciutti, la formazione di cavillature o microfessure superficiali nella parte di malta esposta all'aria, senza però pregiudicare l'ancoraggio.
Rimuovere e sagomare, se necessario, le parti della malta esposte all'aria, dopo che la malta ha terminato la presa e ha iniziato l'indurimento (10-12 ore a 20°C).
La rimozione degli appoggi, se richiesto dal fabbricante della macchina, deve essere fatta non prima di 48 ore.



LEGENDA

1. Supporto, fondazione
2. Piastra, macchina
3. Riempimento con EMACO
4. Tirafondi
5. Eventuali distanziatori
6. Casseforme
7. Eventuali tondini o catene metaliche da impegnarsi per facilitare lo scorrimento in caso di getti particolarmente difficili

MASTER®
BUILDERS

BASF
We create chemistry

MasterFlow 928

Malta cementizia colabile, rheodinamica, espansiva per ancoraggi di precisione e per il ripristino di strutture in calcestruzzo in spessori centimetrici. Strutturale ad alte prestazioni, steel protection (d_k=0).

Dal 16/12/1992 BASF Construction Chemicals Italia Spa opera in regime di Sistema Qualità Certificato conforme alla Norma UNI EN ISO 9001. Inoltre il Sistema di Gestione Ambientale è certificato secondo la Norma UNI EN ISO 14001 ed il Sistema di Gestione Sicurezza è certificato secondo la norma OHSAS 18001. Sostenibilità ambientale: Socio Green Building Council dal 2009.

BASF Construction Chemicals Italia Spa
Via Vicinale delle Corti, 21 – 31100 Treviso – Italy
T +39 0422 429200 - F +39 0422 421802
http:// www.master-builders-solutions.basf.it
e-mail: infomac@basf.com

Per maggiori informazioni si consulti il Tecnico di zona della BASF Construction Chemicals Italia Spa.

I consigli tecnici eventualmente forniti, verbalmente o per iscritto, circa le modalità d'uso o di impiego dei nostri prodotti, corrispondono allo stato attuale delle nostre conoscenze scientifiche e pratiche e non comportano l'assunzione di alcuna nostra garanzia e/o responsabilità sul risultato finale delle lavorazioni con impiego dei nostri prodotti. Non dispensano, quindi, il cliente dall'onere e responsabilità esclusivi di verificare l'idoneità dei nostri prodotti per l'uso e gli scopi che si prefigge.

La presente edizione annulla e sostituisce ogni altra precedente.

Maggio 2017

MASTER® BUILDERS SOLUTIONS

3.6 CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DEI MATERIALI

La ditta è libera di offrire prodotti diversi da quelli elencati purchè di pari caratteristiche tecniche e che comunque saranno soggette ad approvazione della Direzione Lavori che potrà accettarle o rifiutarle qualora non le ritenga tecnicamente adeguate.

Udine, luglio 2018

Il Direttore dei Lavori

(*dott.ing. Claudio PANTANALI*)

……

Il Progettista strutturale

(*dott.ing. Claudio PANTANALI*)

……...

4 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

4.1 PREMESSA

I dati finalizzati all'accertamento della natura e delle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione interessato dall'opera in oggetto, alla stabilità dell'area ed all'individuazione di eventuali pericoli di ordine geotecnico sono stati desunti dalla RELAZIONE GEOLOGICA redatta dal dott. geol. Pier Luigi DALLARI della società GEO GROUP s.r.l. con sede a Modena (MO), via C. Costa n.182.

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

a) dal punto di vista litostratigrafico l'area in esame è caratterizzata da:

- STRATO 1 **fino a circa -3,20m dal p.c.**: orizzonte superficiale costituito da argilla o argilla limosa a media consistenza caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

PESO DI VOLUME SECCO	PESO DI VOLUME SATURO	ANGOLO DI ATTRITO INTERNO	COESIONE (condizione drenata)	COESIONE (condizione non drenata)
$\gamma_{c,SEC}$=1800daN/mc	$\gamma_{c,SAT}$=2100daN/mc	ϕ_t=23°	c'=0,06daN/cmq	c_{uk}=0,60daN/cmq

- STRATO 2 **da circa -3,20 a -9,40m dal p.c.**: orizzonte superficiale costituito da argilla o argilla limosa a scarsa consistenza, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

PESO DI VOLUME SECCO	PESO DI VOLUME SATURO	ANGOLO DI ATTRITO INTERNO	COESIONE (condizione drenata)	COESIONE (condizione non drenata)
$\gamma_{c,SEC}$=1750daN/mc	$\gamma_{c,SAT}$=2050daN/mc	ϕ_t=20°	c'=0,04daN/cmq	c_{uk}=0,45daN/cmq

b) Dal punto di vista del profilo stratigrafico il sottosuolo di fondazione è stato definito di **categoria C** *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzato da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".*

c) Categoria topografica **T1**.

d) Dal punto di vista idrologico la falda è piuttosto superficiale e si rinviene a circa -1,50m e quindi interferente con il piano fondazionale delle strutture esistenti.

4.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEL SISTEMA FONDAZIONALE ESISTENTE

La campagna geognostica eseguita, le cui risultanze sono riportate nella relazione geologica a firma del dott. geol. Pier Luigi DALLARI, hanno permesso di indagare il volume significativo di terreno posto al di sotto del sistema fondazionale esistente; la documentazione tecnica resa disponibile dall'Ufficio tecnico comunale oltre ai sondaggi eseguiti (vedere Analisi di vulnerabilità) hanno permesso di ricostruire, in alcuni casi per analogia, la geometria del sistema fondazionale esistente.

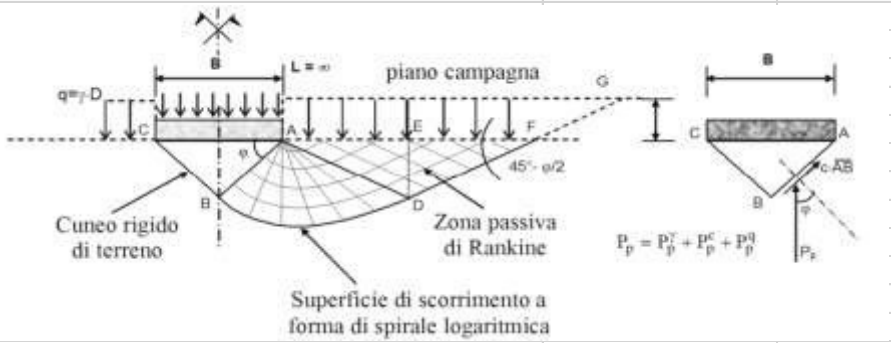
Alla luce di quanto sopra, considerato che:

- non sono stati riscontrati durante i sopraluoghi effettuati quadri fessurativi significativi sulle pareti fuori terra riconducibili a cedimenti del sistema fondazionale esistente;
- il sistema fondazionale esistente costituito da un graticcio di travi rovesce in c.a. opportunamente connesse tra di loro, considerata anche la geometria e l'altezza delle costruzioni fuori terra, non si ritiene possa essere soggetto a fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento delle costruzioni (unità strutturali) riconducibili alle condizioni morfologiche del terreno;
- dalla relazione geologica si evince che sono esclusi fenomeni di liquefazione (rischio di liquefazione molto basso);

  si omettono, ai sensi del paragrafo 8.3 delle NTC 2018, le verifiche geotecniche e di resistenza del sistema fondazionale esistente.

4.4 STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE

4.4.1 STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE NASTRIFORME – CONDIZIONI DRENATE

APPROCCIO 2 - (A1+M1+R3) - SLU/SLV			
Falda INTERFERENTE con la capacità portante			
Profondità specchio freatico (misurata dal p.c.)	H_w=	0,80	m
CATEGORIA DI SUOLO		**C**	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S=	1,42	
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T=	1,0	
Accelerazione orizzontale massima su sottosuolo di categoria A allo **SLV**	ag=	0,267	g
Coefficiente sismico orizzontale	kh=	0,379	
TERRENO DI FONDAZIONE			
Angolo d'attrito interno	ϕ'_k=	23	°
Coesione drenata	c'_k=	600	daN/mq
Peso specifico terreno secco	γ_{dry}=	1800	daN/mc
Peso specifico terreno saturo	γ_{sat}=	2100	daN/mc
TERRENO DI RICOPRIMENTO LATERALE			
Peso specifico terreno secco	γ_{dry}=	1800	daN/mc
Peso specifico terreno saturo	γ_{sat}=	2100	daN/mc
Peso specifico acqua	γ_w=	1000	daN/mc
Peso specifico terreno immerso	$\gamma'=\gamma_{sat}-\gamma_w$=	1100	daN/mc
Profondità piano di posa della fondazione	Df=	0,80	m
Sovraccarico	$q=H_w\cdot\gamma_{dry}+(D_f-H_w)\cdot\gamma'$=	1440	daN/mq
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE CON LA FORMULA DI TERZAGHI - CONDIZIONI DRENATE (**terreni coesivi**)			
$q_{ult}=(c'\cdot N_c)/\gamma_c'+(q\cdot N_q)/\gamma_\gamma+(0,5B\cdot\gamma'\cdot N_\gamma)/\gamma_\gamma$			
			
COEFFICIENTI PARZIALI M1 PER I PARAMETRI GEOTECNICI	$\gamma_{c'}$=	1,00	
	γ_γ=	1,00	
	$\gamma_{tangf'k}$=	1,00	
	ϕ'_d=	23	°
	c'_d=	600	daN/mq
FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE	N_c=	18,0	
	N_q=	8,7	
	N_γ=	6,5	
LARGHEZZA FONDAZIONE NASTRIFORME	B=	0,70	m
Capacità portante del terreno	q_{ult}=	2,58	daN/cmq
COEFFICIENTE PARZIALE R3 PER LE VERIFICHE AGLI SLU	γ_{R3}=	2,3	
Capacità portante del terreno di progetto	$q_{ult,\gamma R3}$=	**1,12**	**daN/cmq**

NOTA A favore di sicurezza si è assunto la quota della falda coincidente con il piano d'imposta delle fondazioni.

4.4.2 STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE NASTRIFORME – CONDIZIONI NON DRENATE

APPROCCIO 2 - (A1+M1+R3) - SLU/SLV			
Falda INTERFERENTE con la capacità portante			
Profondità specchio freatico (misurata dal p.c.)	H_w=	0,80	m
CATEGORIA DI SUOLO		**C**	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S=	1,4	
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T=	1,0	
Accelerazione orizzontale massima su sottosuolo di categoria A allo **SLV**	ag=	0,267	g
Coefficiente sismico orizzontale	kh=	0,379	
TERRENO DI FONDAZIONE			
Coesione non drenata	c_{uk}=	6000	daN/mq
Peso specifico terreno secco	γ_{dry} =	1800	daN/mc
Peso specifico terreno saturo	γsat=	2100	daN/mc
TERRENO DI RICOPRIMENTO LATERALE			
Peso specifico terreno secco	γ_{dry} =	1800	daN/mc
Peso specifico terreno saturo	γsat=	2100	daN/mc
Peso specifico acqua	γw =	1000	daN/mc
Peso specifico terreno immerso	$\gamma'=\gamma_{sat}-\gamma_w$=	1100	daN/mc
Profondità piano di posa della fondazione	Df=	0,80	m
Sovraccarico	$q=H_w\cdot\gamma_{dry}+(D_f-H_w)\cdot\gamma_{sat}$=	1440	daN/mq
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE CON LA FORMULA DI TERZAGHI - CONDIZIONI DRENATE (**terreni coesivi**)			
$q_{ult}=(c'\cdot N_c)/\gamma_c'+(q\cdot N_q)/\gamma_\gamma+(0,5B\cdot\gamma\cdot N_\gamma)/\gamma_\gamma$			
COEFFICIENTI PARZIALI M1 PER I PARAMETRI GEOTECNICI	γ_{cu}=	1,00	
	γ_γ=	1,00	
	$\gamma_{\phi'}$=	-	
	c'_d=	6000	daN/mq
FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE	N_c=	5,14	
	N_q=	1,0	
	N_γ=	0,0	
LARGHEZZA FONDAZIONE NASTRIFORME	B=	0,70	m
Capacità portante del terreno	q_{ult}=	3,23	daN/cmq
COEFFICIENTE PARZIALE R3 PER LE VERIFICHE AGLI SLU	γ_{R3}=	2,3	
Capacità portante del terreno di progetto	$q_{ult,\gamma R3}$=	**1,40**	**daN/cmq**

NOTA A favore di sicurezza si è assunto la quota della falda coincidente con il piano d'imposta delle fondazioni.

Udine, luglio 2018

Il Progettista strutturale

(*dott.ing. Claudio PANTANALI*)

……

Il Direttore dei Lavori

(*dott.ing. Claudio PANTANALI*)

……

5 RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

5.1 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

5.1.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per il presente progetto si è assunta una vita nominale **V_N≥50anni**.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	≤10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	≥50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	≥100

5.1.2 CLASSI D'USO

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.

Per il presente progetto si è assunta una **classe d'uso III.**

5.1.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$V_R = V_N \cdot C_U$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso:

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

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

5.1.4 LOCALIZZAZIONE DEL SITO DI COSTRUZIONE

Regione: EMILIA ROMAGNA

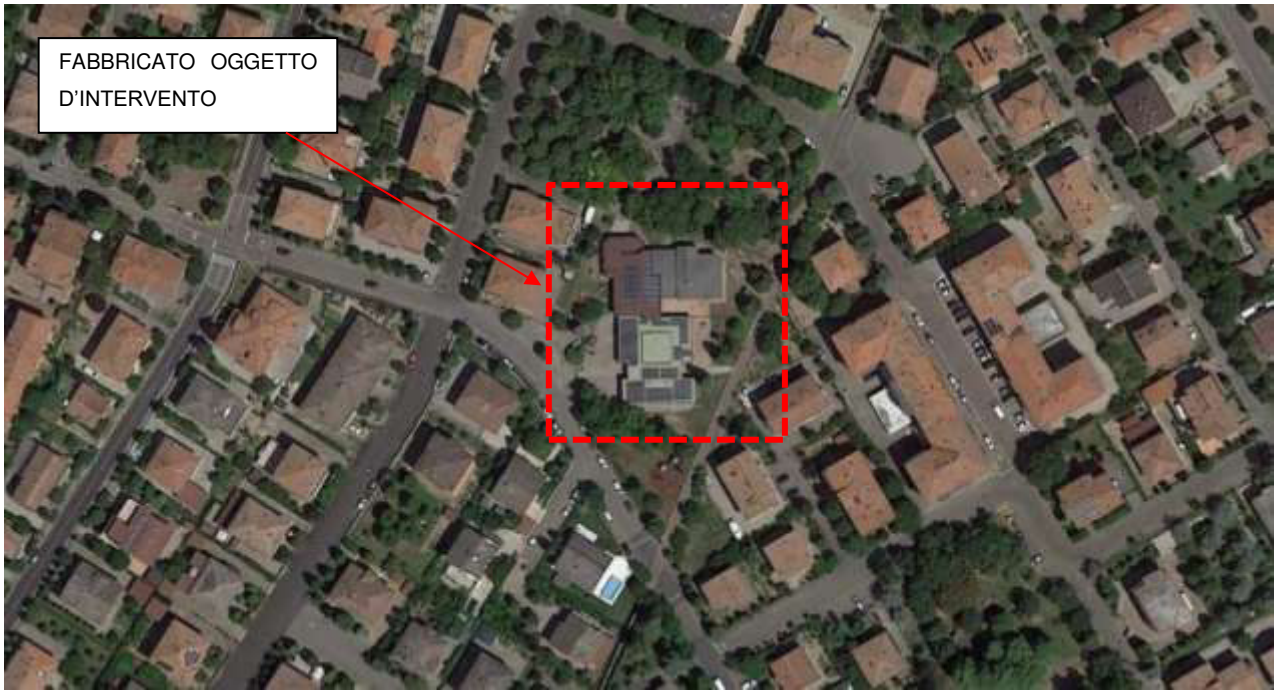
Provincia: MODENA

Comune: NONANTOLA

Località: --

Altitudine: 27m s.l.m.m.

COORDINATE DELLA ZONA	LONGITUDINE	LATITUDINE
	11,0452	**44,6742**



5.2 AZIONI SISMICHE

5.2.1 INTRODUZIONE

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), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente *Se (T)* , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}, 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.

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

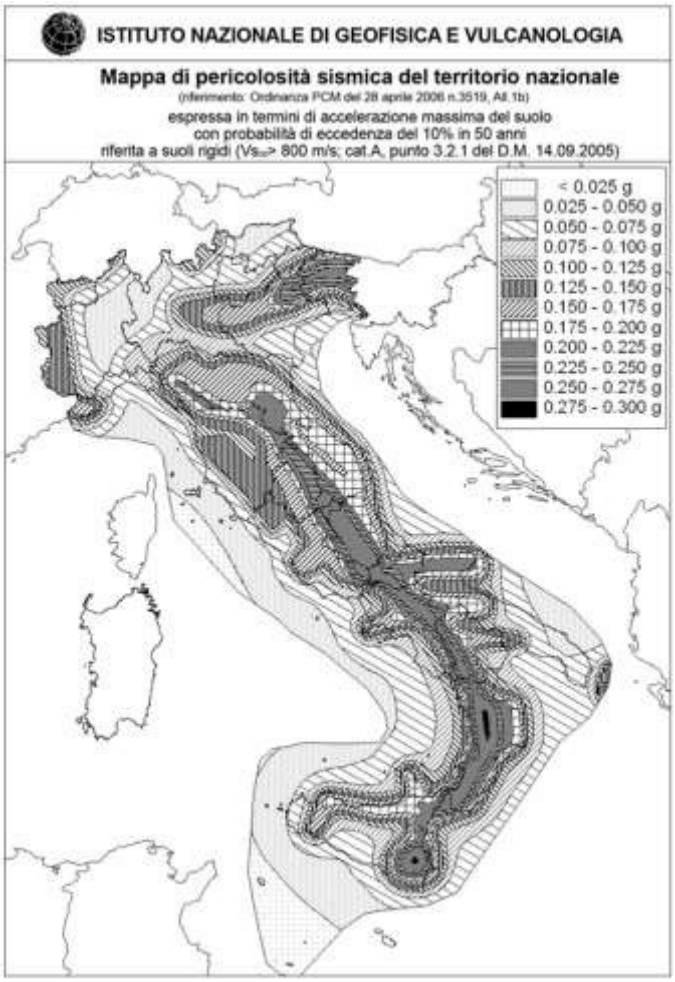


Figura 1 Mappa di pericolosità sismica

5.2.2 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite		**P_{V_R}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R**
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

5.2.3 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

5.2.3.1 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Dalla relazione geotecnica suindicata il suolo di fondazione appartiene alla **Categoria C** *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzato da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*".

5.2.3.2 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:

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 media i>30°

Nel presente progetto si è assunta una **categoria topografica T1**.

5.2.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

5.2.4.1 GENERALITA'

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A).

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi;

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La disponibilità di informazioni così puntuali e dettagliate, in particolare il riferimento a più probabilità di superamento, consente ad un tempo di:

a) adottare, nella progettazione e verifica delle costruzioni, valori dell'azione sismica meglio correlati alla pericolosità sismica del sito, alla vita nominale della costruzione e all'uso cui essa è destinata, consentendo così significative economie e soluzioni più agevoli del problema progettuale, specie nel caso delle costruzioni esistenti;

b) trattare le problematiche di carattere tecnico-amministrativo connesse alla pericolosità sismica adottando una classificazione sismica riferibile anche a porzioni territoriali dei singoli comuni. In particolare è possibile separare le questioni di cui al punto a) dalle questioni di cui al punto b;

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito http://esse1.mi.ingv.it/.

Le azioni di progetto si ricavano, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_O valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo a:

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;

- F_O *e* T^*_C i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica (la condizione di minimo è imposta operando ai minimi quadrati, su spettri di risposta normalizzati ad uno, per ciascun sito e ciascun periodo di ritorno).

Le forme spettrali sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R} associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

5.2.4.2 VALORI DEI PARAMETRI DI RIFERIMENTO a_g, F_O e T^*_C PER I PERIODI DI RITORNO T_R DI RIFERIMENTO

T_R [anni]	a_g [g]	F_O [-]	T^*_C [s]
30	0,047	2,478	0,254
50	0,058	2,511	0,269
72	0,069	2,489	0,275
101	0,081	2,464	0,275
140	0,096	2,468	0,275
201	0,113	2,511	0,274
475	0,160	2,552	0,275
975	0,212	2,520	0,280
2475	0,298	2,435	0,293

Tabella 1 Valori dei parametri di riferimento per il sito in esame

5.2.4.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

5.2.4.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

5.2.4.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}.

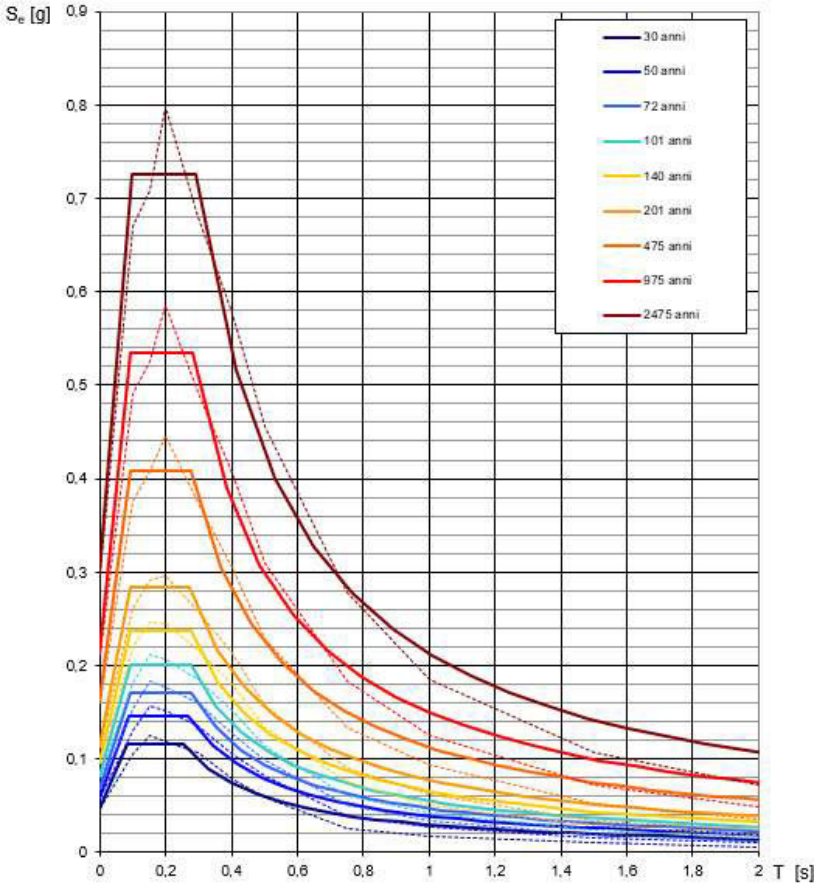


Tabella 2 **Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento**. Con linea continua sono riportati gli spettri di normativa mentre con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui derivano.

5.2.4.3.2.1 VALORI DEI PARAMETRI a_g, F_O e T^*_C PER I PERIODI DI RITORNO T_R ASSOCIATI AGLI STATI LIMITE

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_O [-]	T^*_C [s]
SLO	45	0,056	2,504	0,266
SLD	75	0,070	2,485	0,275
SLV	712	0,188	2,534	0,278
SLC	1462	0,246	2,483	0,286

5.2.4.3.2.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

nelle quali T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$S = S_S \cdot S_T$,

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

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

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

$T^*_C = C_C \cdot T^*_C$

dove *

C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

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

$T_B = T_C /3$,

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

$T_D = 4{,}0 \cdot (a_g/g) + 1{,}6$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste

analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove. In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S, il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C.

CATEGORIA SOTTOSUOLO	Ss	Cc
A	1,00	1,00
B	$1{,}00 \le 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}20$	$1{,}10 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.20}$
C	$1{,}00 \le 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}50$	$1{,}05 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.33}$
D	$0{,}90 \le 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}80$	$1{,}25 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.50}$
E	$1{,}00 \le 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}60$	$1{,}15 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.40}$

Figura 2 Espressioni di S_S e C_C previste dalle NTC2008

CATEGORIA TOPOGRAFICA	UBICAZIONE DELL'OPERA D'INTERVENTO	S_T
T1	--	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Figura 3 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T previsti dalle NTC 2008

5.2.4.3.2.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$0 \le T < T_B$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$T_B \le T < T_C$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$T_C \le T < T_D$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$T_D \le T$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_V = 1{,}35 \cdot F_0 \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g, F_O, S, η sono quelli definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_S, T_B, T_C e T_D, salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella successiva tabella.

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05s	0,15s	1,0s

Tabella 3 Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

5.2.4.3.2.4 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN SPOSTAMENTO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione Se(T) mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori T_E riportati nella successiva tabella:

Categoria di sottosuolo	T_E[s]	T_F[s]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Tabella 4 Valori dei parametri T_E e T_F

Per i periodi di vibrazione eccedenti T_E, le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle seguenti formule:

$T_E < T \leq T_F$ $$S_{De}(T) = 0{,}025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[\eta \cdot F_0 + (1 - \eta \cdot F_0) \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right]$$

$T > T_F$ $$S_{De}(T) = d_g$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g, definito nel paragrafo successivo.

5.2.4.3.2.5 SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E VELOCITA' ORIZZONTALE DEL TERRENO

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0{,}025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

$$v_g = 0{,}16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C$$

dove a_g, S, T_C, T_D assumono i valori già definiti al paragrafo "*SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI*".

5.2.4.3.2.6 SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata.

5.2.4.3.2.7 SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture 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 P_{V_R} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo il parametro η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0{,}2a_g$.

5.2.4.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{Kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{Kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella successiva tabella:

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

Tabella 5 Valori dei coefficienti di combinazione NTC 2018

6 IIRELAZIONE DI CALCOLO

6.1 INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa agli interventi su singole parti della struttura rientranti nell'ambito di un'intervento programmato più esteso di miglioramento sismico dell'edificio scolastico denominato SCUOLA MATERNA DON MILANI; in particolare nell'analisi di *vulnerabilità sismica*, alla quale si rimanda per la descrizione in cui verte il fabbricato, le principali criticità costruttive rilevate rispetto alle norme vigenti nei periodi in cui sono state sviluppate le progettazioni strutturali delle tre unità strutturali erano la mancata realizzazione di idonei giunti tecnici tra i successivi ampliamenti costituenti l'edificio scolastico e la presenza di una singola o doppia guaina tagliamuro alla base dei pannelli murari portanti.

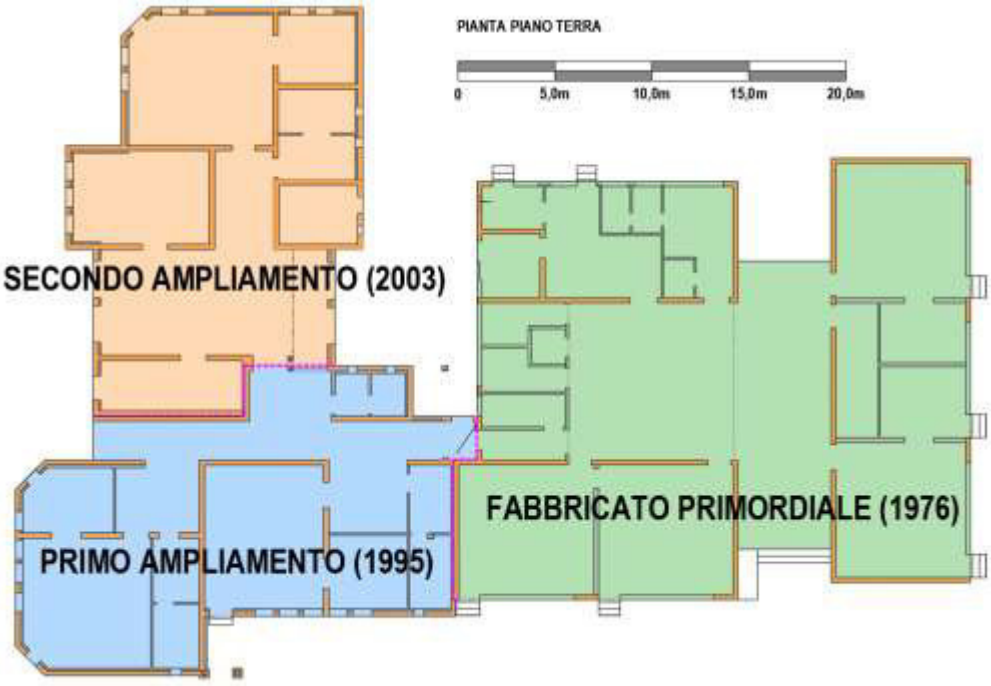


Figura 4 Planimetria fabbricato con individuazione degli ampliamenti

In questo primo stralcio d'intervento, progettato sulla base della disponibilità economica resa disponibile dall'Amministrazione, vengono ripristinati i giunti tecnici tra le diverse unità strutturali mentre è rimandato a un secondo lotto funzionale d'intervento la realizzazione degli accorgimenti strutturali atti a scongiurare scorrimenti eccessivi, per la presenza delle guaina tagliamuro, conseguenti alle azioni sismiche orizzontali che possono interessare la struttura, che potrebbero portare alla temporanea inagibilità dell'edificio scolastico.

Nel proseguo della presente relazione vengono confrontati, per ogni singola unità strutturale, i risultati dell'analisi sismica globale riportati nell'analisi di vulnerabilità con quelli ottenuti, aggiornando i modelli di calcolo con gli interventi in progetto; i modelli si riferiscono alle singole unità strutturali, considerate separate

le une dalle altre (presenza di idonei giunti sismici atti ad evitare fenomeni di martellamento tra i manufatti) e ininfluenza della guaina tagliamuro di base ai fini degli spostamenti orizzontali (la risoluzione di tale criticità verrà risolta nei lotti d'intervento successivo).

6.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

6.2.1 FABBRICATO PRIMORDIALE

Gli interventi prevedono la realizzazione di un giunto sismico tra le strutture portanti costruite in adiacenza al primo ampliamento, la chiusura di alcune forometrie lungo il prospetto sud mediante muratura in mattoni semi pieni dello spessore 25cm opportunemante ammorsati agli esistenti e la costruzione di 4 setti in c.a. (aventi dimensioni in pianta pari a 72x20cm) in corrispondenza degli ingressi principali a Est e a Ovest al fine di realizzare sia una migliore connessione agli appoggi delle travi-pareti sovrastanti gli ingressi all'edificio scolastico che impedire il manifestarsi di un meccanismo locale di ribaltamento fuori piano della suddetta trave-parete.

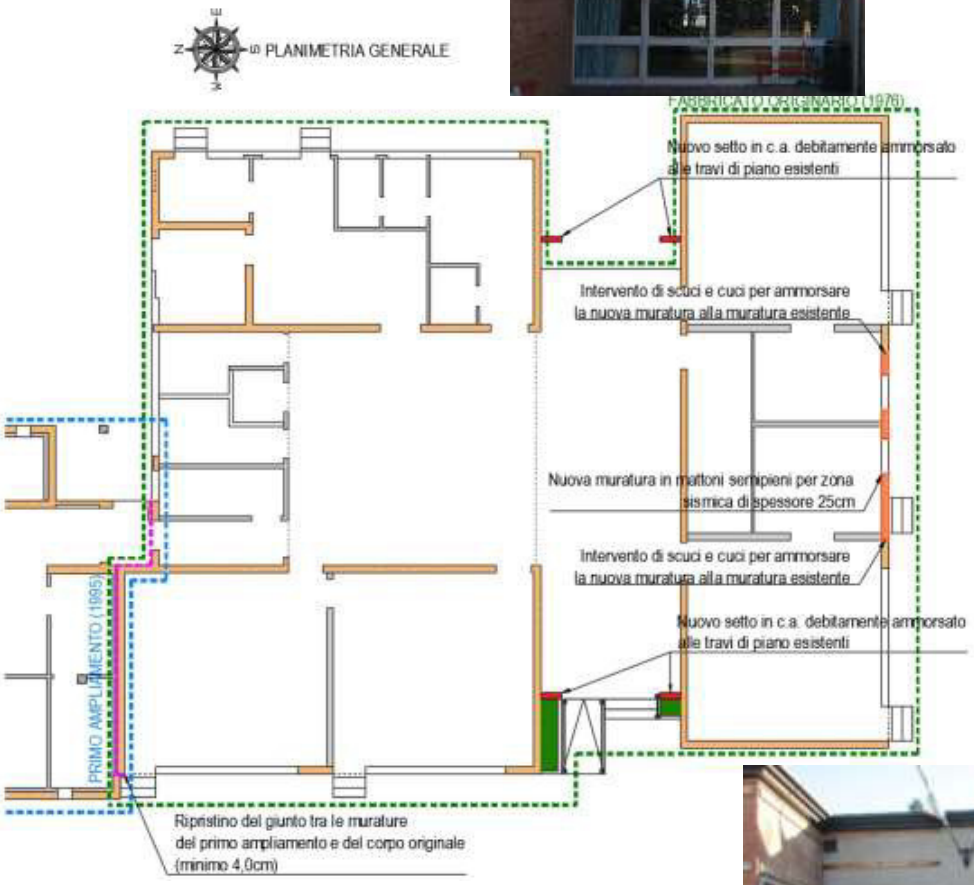


Figura 5 Pianta fabbricato originario con descrizione interventi previsti in progetto

6.2.2 PRIMO AMPLIAMENTO (1995-1996)

Anche in questo caso si procederà al ripristino delle condizioni previste dal progetto strutturale relativo al primo ampliamento mediante la realizzazione dei giunti tra le strutture portanti (murature e travi / cordoli di piano) del fabbricato in esame rispetto al corpo di fabbrica promordiale e al secondo ampliamento.

Si prevede altresì una nuova parete in muratura semipiena dello spessore di 25cm in sostituzione alla controparete in laterizio esistente (spessore 12cm) realizzata in adiacenza al fabbricato primordiale prevedendo un giunto di almeno 4,0cm tra le due unità, un nuovo pannello in muratura armata in corrispondenza del giunto con il secondo ampliamento ove attualmente è presente una parete in vetrocemento, da demolire, e una nuova colonna in carpenteria metallica di sezione 160x160mm e spessore 6mm a sostituzione della spalletta in muratura in corrispondenza dell'uscita a Est.

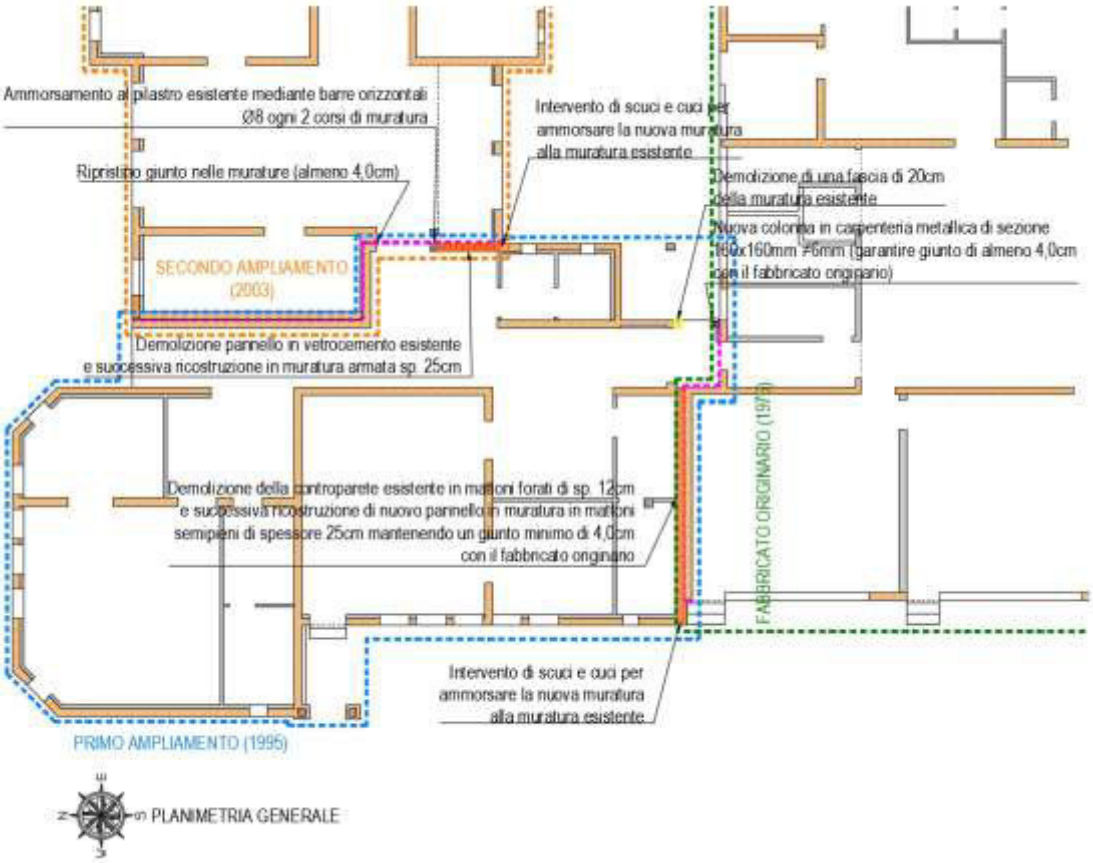


Figura 6 Pianta primo ampliamento con descrizione interventi previsti in progetto

6.2.3 SECONDO AMPLIAMENTO (2003-2004)

Per il terzo corpo di fabbrica è previsto il ripristino del giunto tra gli elementi strutturali in adiacenza al primo ampliamento, la realizzazione di un tratto di muratura armata nella zona di collegamento tra primo e secondo ampliamento e due nuove pareti in mattoni semi pieni per zona sismica all'interno del locale adibito a deposito al fine di ripristinare un giunto di almeno 4,0cm tra le murature; inoltre è prevista la trasformazione della forometria esistente da porta a finestra. Il giunto tra le strutture in c.a. (travi e cordoli di piano) invece sembra essere presente come rilevato delle indagini a campione condotte in data 19/05/2018, e verrà opportunamente verificato durante le operazioni di demolizione previste con l'esecuzione dei lavori, adottando eventuali varianti se osservazioni e misurazioni estese all'intero giunto tra le strutture in c.a. messe in luce dalle operazioni di demolizione delle murature oggetto d'intervento rilevassero la sua parzoiale assenza o spessore ridotto.

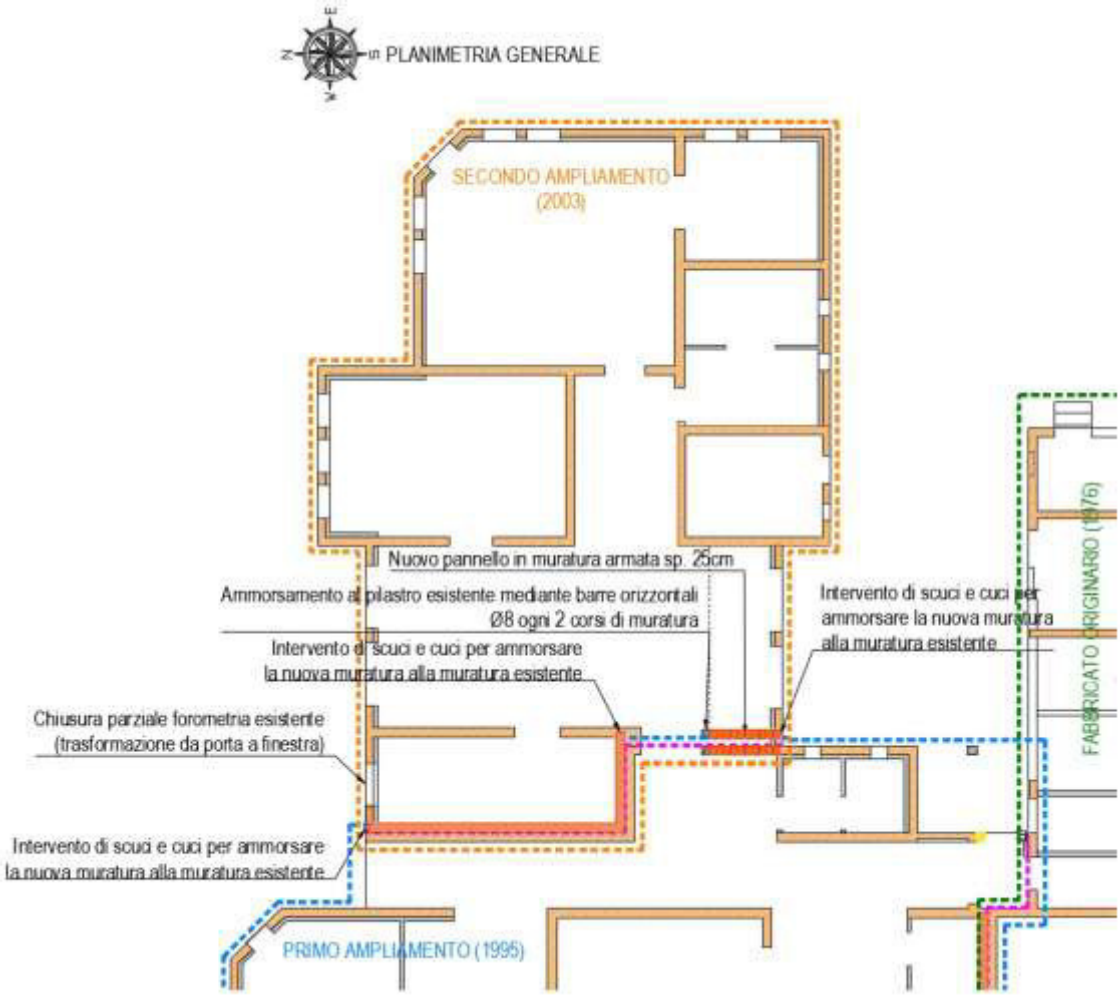


Figura 7 Pianta secondo ampliamento con descrizione interventi previsti in progetto

6.2.4 VISTE MODELLO DI CALCOLO

6.2.4.1 VISTE MODELLO DI CALCOLO EDIFICIO PRIMORDIALE – STATO DI PROGETTO

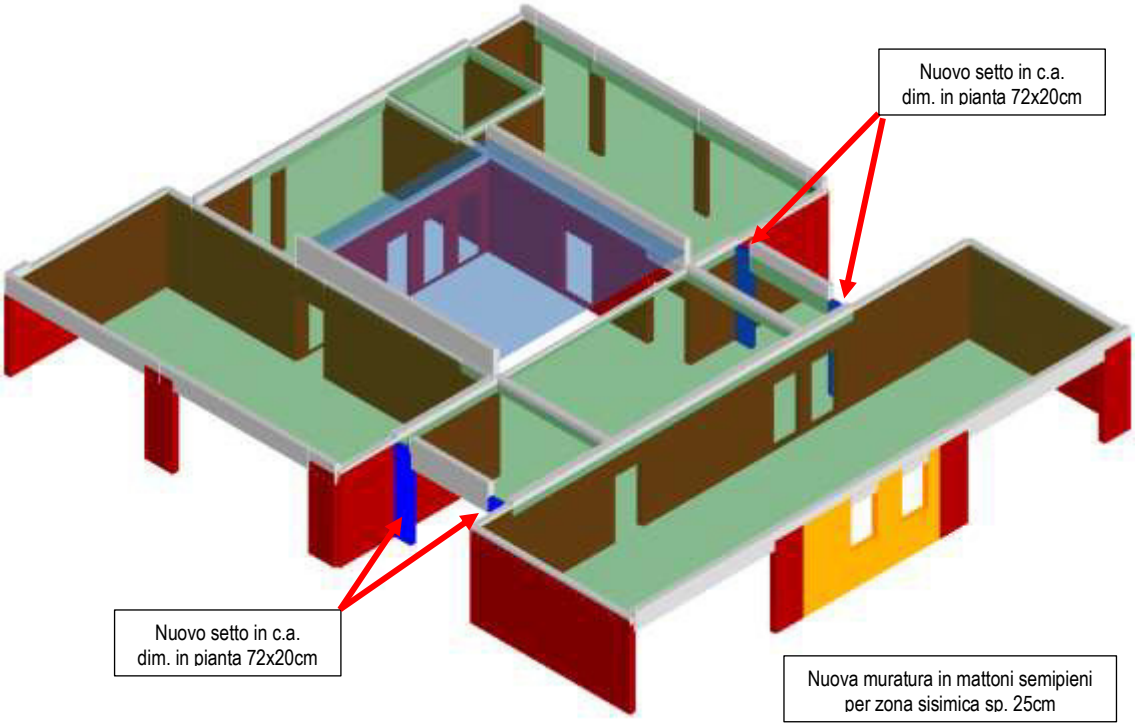


Figura 8 Modello di calcolo: VISTA 1

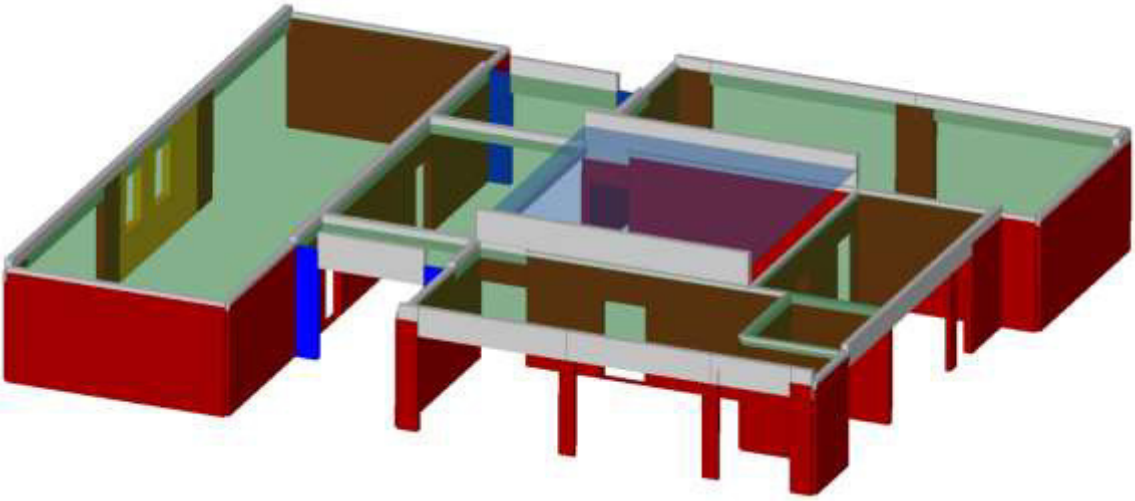


Figura 9 Modello di calcolo: VISTA 2

6.2.4.2 VISTE MODELLO DI CALCOLO PRIMO AMPLIAMENTO (1995) – STATO DI PROGETTO

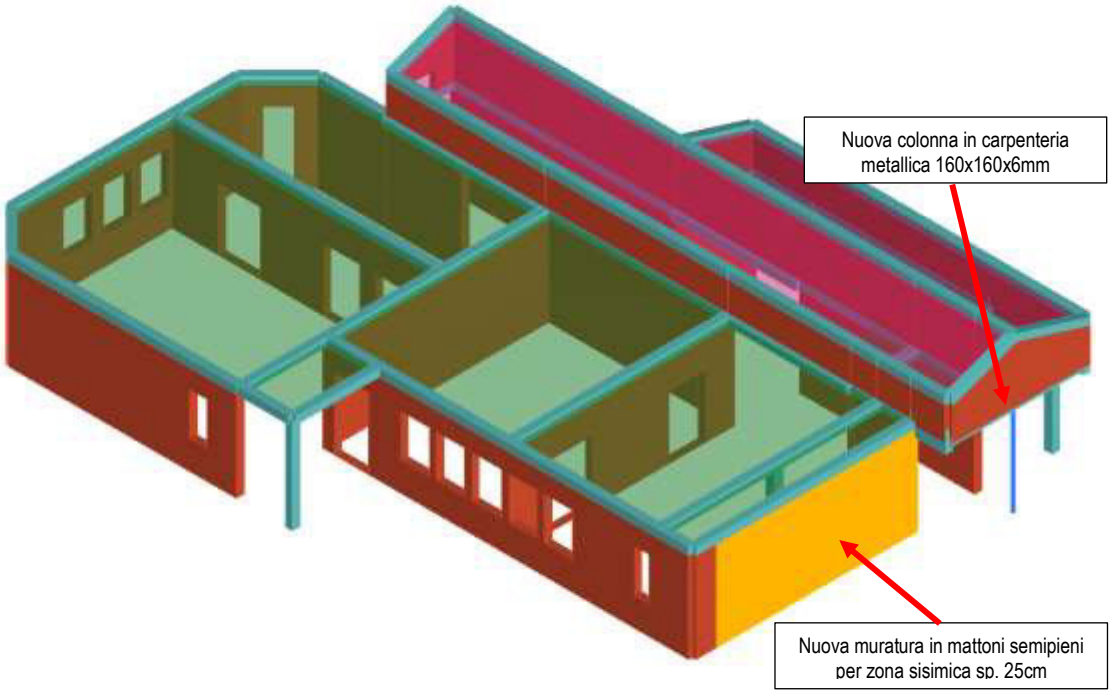


Figura 10 Modello di calcolo: VISTA 1

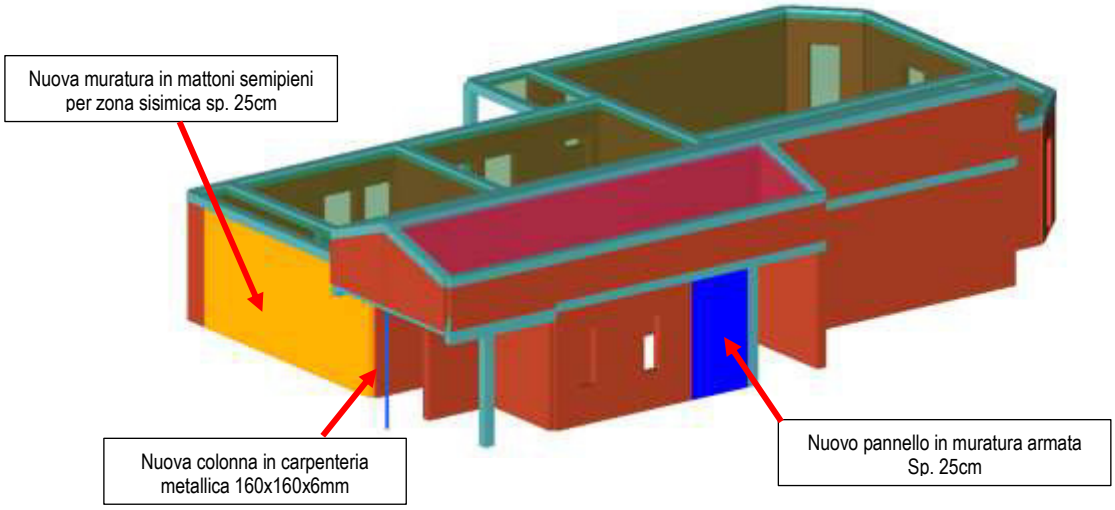


Figura 11 Modello di calcolo: VISTA 2

6.2.4.3 VISTE MODELLO DI CALCOLO SECONDO AMPLIAMENTO (2003) – STATO DI PROGETTO

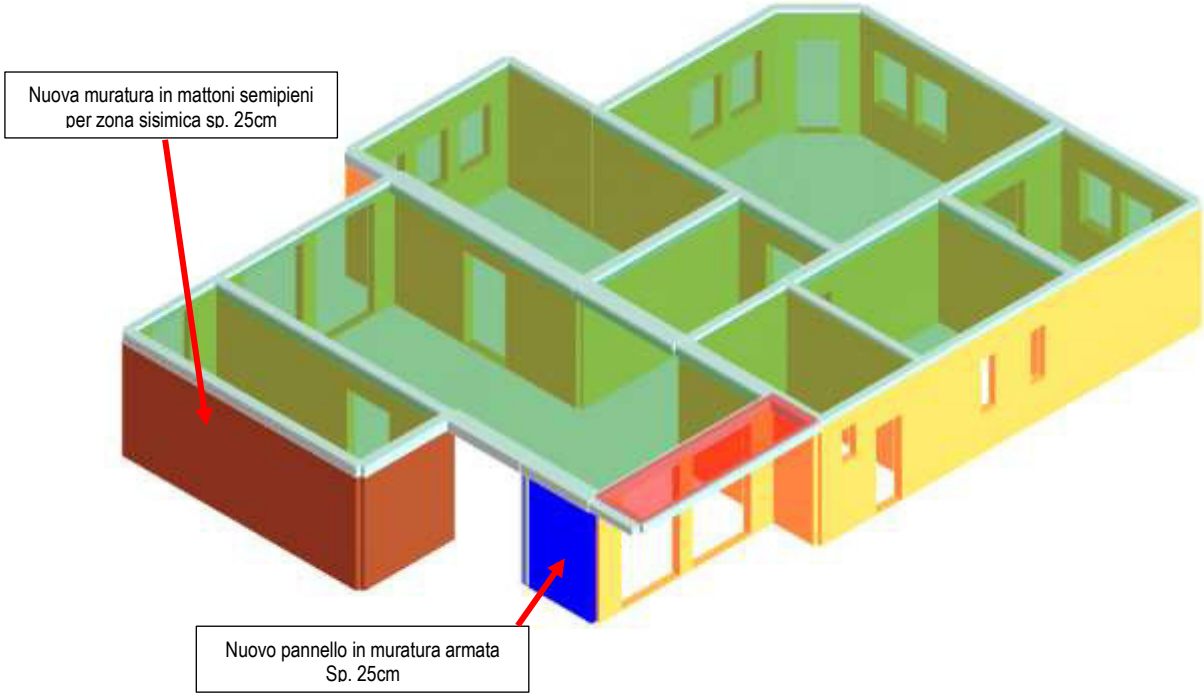


Figura 12 Modello di calcolo: VISTA 1

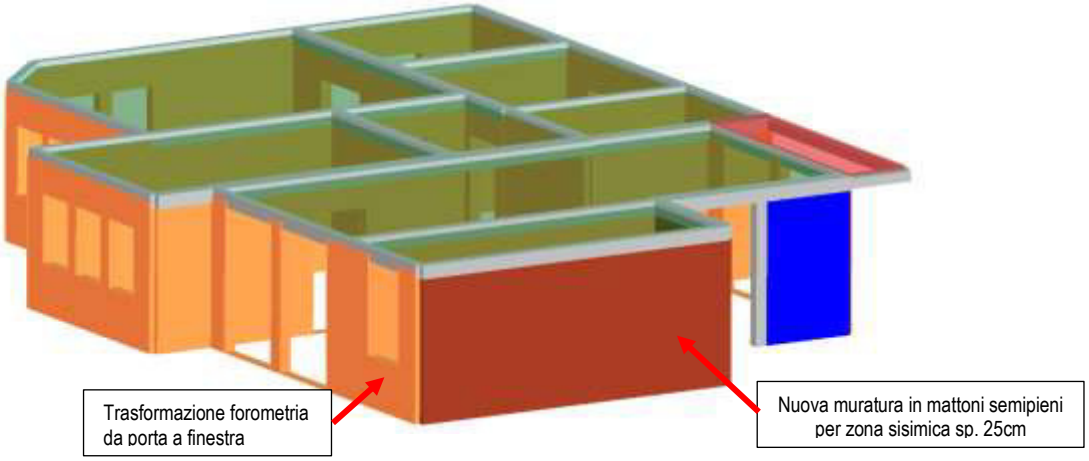


Figura 13 Modello di calcolo: VISTA 2

6.3 PARAMETRI DEI MATERIALI CONSIDERATI NELL'ANALISI

Le caratteristiche dei materiali da utilizzare nelle verifiche vengono ricavate in base alle indicazioni delle NTC2018 (§8.5.3), tenendo conto delle prescrizioni dei progetti strutturali.

Come richiesto dalla normativa, le caratteristiche devono essere poi opportunamente modificate per tener conto dell'inevitabile grado d'incertezza insito nell'approcio delle costruzioni esistenti; a tal fine i valori caratteristici dei materiali sono divisi per i corrispondenti coefficienti parziali γ_M e per il fattore di confidenza FC relativo al livello di conoscenza raggiunto.

Nel caso in esame, sulla base di quanto descritto nei paragrafi precedenti, si adottano le seguenti caratteristiche dei materiali (calcestruzzo, acciaio e muratura).

In relazione ai contenuti riportati nell'analisi di vulnerabilità si assume cautelativamente ai fini del presente calcolo un livello di conoscenza limitata pari a quello indicato come LC1 dalle vigenti norme, caratterizzato da un fattore di confidenza FC=1,35 per le caratteristiche dei materiali.

6.3.1 PARAMETRI DEI MATERIALI STRUTTURALI COSTITUENTI I FABBRICATI ESISTENTI

6.3.1.1 PARAMETRI MATERIALI - EDIFICIO PRIMORDIALE

CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO FABBRICATO ORIGINARIO (LIVELLO DI CONOSCENZA LC1)						
Elementi strutturali	Informazioni dal progetto strutturale	f_{cm} da Prove di laboratorio	R_{cm} assunto per l'attuale verifica sismica	f_{ck}	f_{cd}	**f_{cd}/FC** (con **FC=1,35**)
Fondazioni ed elevazioni	Non presenti	-	**25 N/mmq**	19,1 N/mmq	12,7 N/mmq	**9,4 N/mmq**

CARATTERISTICHE ACCIAIO D'ARMATURA FABBRICATO ORIGINARIO (LIVELLO DI CONOSCENZA LC1)						
Elementi strutturali	Informazioni dal progetto strutturale	f_{ym} / f_{tm} da Prove di laboratorio	f_{ym} assunto per l'attuale verifica sismica	f_{yk}	f_{yd}	**f_{yd}/FC** (con **FC=1,35**)
Fondazioni ed elevazioni	Aq 42/50	-	**230N/mmq**	230 N/mmq	200 N/mmq	**148 N/mmq**

CARATTERISTICHE MURATURA PORTANTE FABBRICATO ORIGINARIO (LIVELLO DI CONOSCENZA LC1)						
Elementi strutturali	Informazioni dal progetto strutturale	f_{km} da Prove di laboratorio	f_{km} assunto per l'attuale verifica sismica	f_{km}	f_{dm}	**f_{yd}/FC** (con **FC=1,35**)
Elevazioni	Mattoni semipieni	-	**f_{bkm}=5,0N/mmq** **$f_{vko,m}$=0,24N/mmq** **γ=15,3/mc**	f_{bkm}=5,0N/mmq $f_{vko,m}$=0,24N/mmq γ=15,3kN/mc	f_{bdm}=2,5N/mmq $f_{vdo,m}$=0.12N/mmq γ=15,3kN/mc	**1,85N/mmq** **0,09N/mmq**

			E_k=4550N/mmq **$E_{k,f}$=2275N/mmq** **G_k=1137,5N/mmq** **$G_{k,f}$=568,8N/mmq**	E_k=4550N/mmq $E_{k,f}$=2275N/mmq G_k=1137,5N/mmq $G_{k,f}$=568,8N/mmq	E_d=4550N/mmq $E_{d,f}$=2275N/mmq G_d=1137,5N/mmq $G_{d,f}$=568,8N/mmq	

6.3.1.2 PARAMETRI MATERIALI - PRIMO AMPLIAMENTO

CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO PRIMO AMPLIAMENTO (LIVELLO DI CONOSCENZA LC1)						
Elementi strutturali	Informazioni dal progetto strutturale	f_{cm} da Prove di laboratorio	R_{cm} assunto per l'attuale verifica sismica	f_{ck}	f_{cd}	**f_{cd}/FC** (con **FC=1,35**)
Fondazioni ed elevazioni	C20/25	-	**25 N/mmq**	19,1 N/mmq	12,7 N/mmq	**9,4 N/mmq**

CARATTERISTICHE ACCIAIO D'ARMATURA PRIMO AMPLIAMENTO (LIVELLO DI CONOSCENZA LC1)						
Elementi strutturali	Informazioni dal progetto strutturale	f_{ym} / f_{tm} da Prove di laboratorio	f_{ym} assunto per l'attuale verifica sismica	f_{yk}	f_{yd}	**f_{yd}/FC** (con **FC=1,35**)
Fondazioni ed elevazioni	FeB44k	-	**430N/mmq**	430 N/mmq	373,9 N/mmq	**277N/mmq**

CARATTERISTICHE MURATURA PORTANTE PRIMO AMPLIAMENTO (LIVELLO DI CONOSCENZA LC1)						
Elementi strutturali	Informazioni dal progetto strutturale	f_{km} da Prove di laboratorio	f_{km} assunto per l'attuale verifica sismica	f_{km}	f_{dm}	**f_{yd}/FC** (con **FC=1,35**)
Elevazioni	Mattoni semipieni	-	**f_{bkm}=5,0N/mmq** **$f_{vko,m}$=0,24N/mmq** **γ=15,3/mc** **E_k=4550N/mmq** **$E_{k,f}$=2275N/mmq** **G_k=1137,5N/mmq** **$G_{k,f}$=568,8N/mmq**	f_{bkm}=5,0N/mmq $f_{vko,m}$=0,24N/mmq γ=15,3kN/mc E_k=4550N/mmq $E_{k,f}$=2275N/mmq G_k=1137,5N/mmq $G_{k,f}$=568,8N/mmq	f_{bdm}=2,5N/mmq $f_{vdo,m}$=0.12N/mmq γ=15,3kN/mc E_d=4550N/mmq $E_{d,f}$=2275N/mmq G_d=1137,5N/mmq $G_{d,f}$=568,8N/mmq	**1,85N/mmq** **0,09N/mmq**

6.3.1.3 PARAMETRI MATERIALI - SECONDO AMPLIAMENTO

CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO SECONDO AMPLIAMENTO (LIVELLO DI CONOSCENZA LC1)						
Elementi strutturali	Informazioni dal progetto strutturale	f_{cm} da Prove di laboratorio	R_{cm} assunto per l'attuale verifica sismica	f_{ck}	f_{cd}	**f_{cd}/FC** (con **FC=1,35**)
Fondazioni ed elevazioni	C20/25	-	**25 N/mmq**	19,1 N/mmq	12,7 N/mmq	**9,4 N/mmq**

CARATTERISTICHE ACCIAIO D'ARMATURA SECONDO AMPLIAMENTO (LIVELLO DI CONOSCENZA LC1)						
Elementi strutturali	Informazioni dal progetto strutturale	f_{ym} / f_{tm} da Prove di laboratorio	f_{ym} assunto per l'attuale verifica sismica	f_{yk}	f_{yd}	**f_{yd}/FC** (con **FC=1,35**)
Fondazioni ed elevazioni	FeB44k	-	**430N/mmq**	430 N/mmq	373,9 N/mmq	**277N/mmq**

CARATTERISTICHE MURATURA PORTANTE SECONDO AMPLIAMENTO (LIVELLO DI CONOSCENZA LC1)						
Elementi strutturali	Informazioni dal progetto strutturale	f_{km} da Prove di laboratorio	f_{km} assunto per l'attuale verifica sismica	f_{km}	f_{dm}	**f_{yd}/FC** (con **FC=1,35**)
Elevazioni	Mattoni semipieni	-	**f_{bkm}=5,0N/mmq** **$f_{vko,m}$=0,24N/mmq** **□=15,3/mc** **E_k=4550N/mmq** **$E_{k,f}$=2275N/mmq** **G_k=1137,5N/mmq** **$G_{k,f}$=568,8N/mmq**	f_{bkm}=5,0N/mmq $f_{vko,m}$=0,24N/mmq □=15,3kN/mc E_k=4550N/mmq $E_{k,f}$=2275N/mmq G_k=1137,5N/mmq $G_{k,f}$=568,8N/mmq	f_{bdm}=2,5N/mmq $f_{vdo,m}$=0.12N/mmq □=15,3kN/mc E_d=4550N/mmq $E_{d,f}$=2275N/mmq G_d=1137,5N/mmq $G_{d,f}$=568,8N/mmq	**1,85N/mmq** **0,09N/mmq**

NOTA 1 I valori di resistenza caratteristici sono stati desunti dalla tabella C8A.2.1 sui materiali riportata nell'appendice C8A della circolare esplicativa 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

NOTA 2 Le analisi sono state condotte assumendo i valori di rigidezza fessurata (rigidezze fessurate assunte pari allametà di quelle non fessurate).

6.3.2 PARAMETRI DEI MATERIALI PREVISTI PER GLI INTERVENTI IN PROGETTO

Per le caratterische dei materiali impiegati per gli interventi in progetto si rimanda al capitolo 4 "Relazione illustrativa sui materiali".

6.4 ANALISI DEI CARICHI

I carichi di calcolo sono stati desunti dal progetto strutturale originario, dai rilievi visivi effettuati, con le limitazioni dovute alla presenza delle finiture, dalle risultanze delle indagini non distruttive eseguite dalla ditta 4 EMME Service s.p.a. e dalle risultanze delle indagini distruttive eseguite; per i carichi variabili, come previsto dalle NTC 2018, si fa invece riferimento ai valori caratteristici attualmente prescritti.

6.4.1 PESO PROPRIO DEI MATERIALI STRUTTURALI

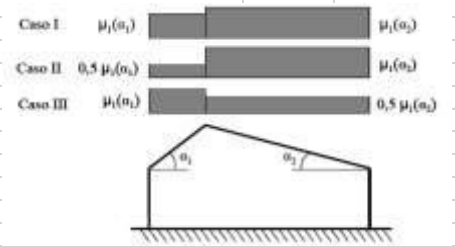
MATERIALI	PESO UNITA' DI VOLUME [kN/mc]
Calcestruzzi cementizi e malte	
CALCESTRUZZO ORDINARIO	24,0
CALCESTRUZZO ARMATO (E/0 PRECOMPRESSO)	25,0
CALCESTRUZZI "LEGGERI": DA DETERMINARSI CASO PER CASO	14,0÷20,0
CALCESTRUZZI "PESANTI": DA DETERMINARSI CASO PER CASO	28,0÷50,0
MALTA DI CALCE	18,0
MALTA DI CEMENTO	21,0
CALCE IN POLVERE	10,0
CEMENTO IN POLVERE	14,0
SABBIA	17,0
Metalli e leghe	
ACCIAIO	78,5
GHISA	72,5
ALLUMINIO	27,0
Materiale lapideo	
TUFO VULCANICO	17,0
CALCARE COMPATTO	26,0
CALCARE TENERO	22,0
GESSO	13,0
GRANITO	27,0
LATERIZIO (PIENO)	18,0
Legnami	
CONIFERE E PIOPPO	4,0÷6,0
LATIFOGLIE (ESCLUSO PIOPPO)	6,0÷8,0
Sostanze varie	
ACQUA DOLCE (CHIARA)	9,81
ACQUA DI MARE (CHIARA)	10,1
CARTA	10,0
VETRO	25,0

6.4.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

6.4.2.1 NEVE STIMA CARICO SECONDO INDICAZIONI NTC 2018

NEVE - COPERTURA A DUE FALDE			
ZONA **I - Alpina**			
COPERTURA A DUE FALDE			
altitudine del sito riferita al livello del mare	as=	25	m
inclinazione falda SX	$\alpha_{,SX}$=	8	°
inclinazione falda DX	$\alpha_{,DX}$=	8	°
valore di riferimento carico neve al suolo	qsk=	150	daN/mq
coefficiente di esposizione	CE=	1,0	
coefficiente termico	Ct=	1,0	
coefficienti di forma della copertura	$\mu1(\alpha,SX)$=	0,80	
	$\mu1(\alpha,DX)$=	0,80	
	$\mu2(\alpha,SX)$=	1,01	
	$\mu2(\alpha,DX)$=	1,01	



Carico neve sulla copertura			
CASO I	$qs1,SX=\mu1(\alpha,SX)\cdot qsk\cdot CE\cdot Ct$=	120	daN/mq
	$qs1,DX=\mu1(\alpha,DX)\cdot qsk\cdot CE\cdot Ct$=	120	daN/mq
CASO II	$qs1,SX=0.5\cdot\mu1(\alpha,SX)\cdot qsk\cdot CE\cdot Ct$=	60	daN/mq
	$qs1,DX=\mu1(\alpha,DX)\cdot qsk\cdot CE\cdot Ct$=	120	daN/mq
CASO III	$qs1,SX=\mu1(\alpha,SX)\cdot qsk\cdot CE\cdot Ct$=	120	daN/mq
	$qs1,DX=0.5\cdot\mu1(\alpha,DX)\cdot qsk\cdot CE\cdot Ct$=	60	daN/mq

6.4.2.2 AZIONI ANTROPICHE

6.4.2.2.1 ESTRATTO ANALISI DEI CARICHI DALLA RELAZIONE DI CALCOLO A FIRMA ING. FERMO FERRARI PER IL FABBRICATO PRIMORDIALE

ingegneri riuniti ... MODENA 1

SCUOLA ELEMENTARE di Via P.Gori

Relazione tecnica sulle opere in c.a.

1) Analisi dei carichi -

a)	Copertura aule e servizi generali	Kg/mq.	225
	peso proprio solaio H 24	Kg/mq.	100
	Sovraccarico accidentale	Kg/mq.	100
	Impermeabilizz. ecc.....		
	Totale	kg/mq.	425
b)	Copertura sala attività collettive		
	peso proprio solaio H 24 + 4	kg/mq.	360
	sovraccarico accidentale	Kg/mq.	100
	Impermeabilizz. ecc.....	kg/mq.	100
	Totale	kg/mq.	560
c)	Copertura servizi		
	peso proprio solaio H 16	kg/mq.	200
	sovraccarico accidentale	kg/mq.	100
	Impermeabilizz. ecc.....	kg/mq.	100
	Totale	kg/mq.	400

Figura 14 Stralcio relazione di calcolo fabbricato primordiale

6.4.2.2.2 ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA FABBRICATO ORIGINARIO ADOTTATO PER IL PRESENTE PROGETTO

COPERTURA ESISTENTE a struttura portante in latero cemento			
Descrizione	Peso al mc [daN/mc]	Spessore [m]	Carico [daN/mq]
Sovrastruttura e finitura			100,00
		CARICHI PERMANENTI PORTATI G_{k2}=	**100,00**
Solaio in latero cemento H=16			200,00
		CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_{k1}=	**200,00**
Carico accidentale (NEVE)			120,00
		CARICHI ACCIDENTALI $Q_{k,1}$=	**120,00**

6.4.2.2.3 ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA FABBRICATO PRIMORDIALE ADOTTATO PER IL PRESENTE PROGETTO

COPERTURA ESISTENTE a struttura portante in latero cemento			
Descrizione	Peso al mc [daN/mc]	Spessore [m]	Carico [daN/mq]
Sovrastruttura e finitura			100,00
		CARICHI PERMANENTI PORTATI G_{k2}=	**100,00**
Solaio in latero cemento H=24			225,00
		CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_{k1}=	**225,00**
Carico accidentale (NEVE)			120,00
		CARICHI ACCIDENTALI $Q_{k,1}$=	**120,00**

6.4.2.2.4 ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA FABBRICATO PRIMORDIALE ADOTTATO PER IL PRESENTE PROGETTO

COPERTURA ESISTENTE a struttura portante in latero cemento			
Descrizione	Peso al mc [daN/mc]	Spessore [m]	Carico [daN/mq]
Sovrastruttura e finitura			100,00
		CARICHI PERMANENTI PORTATI G_{k2}=	**100,00**
Solaio in latero cemento H=24+4			360,00
		CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_{k1}=	**360,00**
Carico accidentale (NEVE)			120,00
		CARICHI ACCIDENTALI $Q_{k,1}$=	**120,00**

6.4.2.2.5 ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA FABBRICATO ORIGINARIO ADOTTATO PER IL PRESENTE PROGETTO

COPERTURA ESISTENTE a struttura portante calcestruzzo armato			
Descrizione	Peso al mc [daN/mc]	Spessore [m]	Carico [daN/mq]
Sovrastruttura e finitura			100,00
		CARICHI PERMANENTI PORTATI G_{k2}=	**100,00**
Soletta monolitica sp. 20cm			500,00
		CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_{k1}=	**500,00**
Carico accidentale (NEVE)			120,00
		CARICHI ACCIDENTALI $Q_{k,1}$=	**120,00**

6.4.2.2.6 ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA PRIMO AMPLIAMENTO ADOTTATO PER IL PRESENTE PROGETTO (PORZIONE SOPRAELEVATA)

COPERTURA ESISTENTE a struttura portante in latero cemento			
Descrizione	Peso al mc [daN/mc]	Spessore [m]	Carico [daN/mq]
Finitura (intonaco)			30,00
		CARICHI PERMANENTI PORTATI G_{k2}=	**30,00**
Solaio in latero cemento H=24			225,00
		CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_{k1}=	**225,00**
Carico accidentale (DEPOSITO)			200,00
		CARICHI ACCIDENTALI $Q_{k,1}$=	**200,00**

Per quanto riguarda la porzione di tetto sopraelevata si fa riferimento a quanto riportato negli elaborati grafici al fine di ricostruire i pesi della copertura portata.

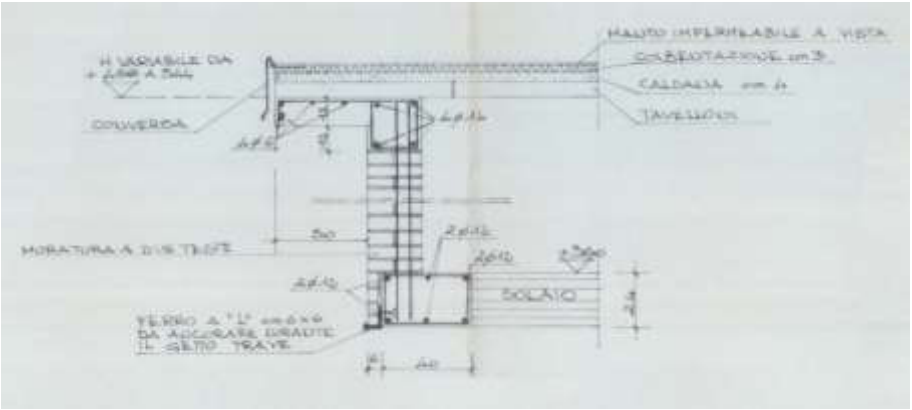


Figura 15 Dettaglio stratigrafia copertura portata porzione di fabbricato rialzata

COPERTURA ESISTENTE PARTE SOPRAELEVATA non portante			
Descrizione	Peso al mc [daN/mc]	Spessore [m]	Carico [daN/mq]
Tavelloni			32,00
Caldana sp. 4cm			72,00
Coibentazione sp. 3cm			20,00
Manto impermeabile a vista			10,00
Impianto fotovoltaico			25,00
		CARICHI PERMANENTI PORTATI G_{k2}=	**159,00**
Carico accidentale (NEVE)			120,00
		CARICHI ACCIDENTALI $Q_{k,1}$=	**120,00**

6.4.2.2.7 ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA PRIMO AMPLIAMENTO ADOTTATO PER IL PRESENTE PROGETTO

COPERTURA ESISTENTE a struttura portante in latero cemento			
Descrizione	Peso al mc [daN/mc]	Spessore [m]	Carico [daN/mq]
Sovrastruttura e finitura			615,00
Impianto fotovoltaico			25,00
		CARICHI PERMANENTI PORTATI G_{k2}=	**640,00**
Solaio in latero cemento H=24			225,00
		CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_{k1}=	**225,00**
Carico accidentale (NEVE)			120,00
		CARICHI ACCIDENTALI $Q_{k,1}$=	**120,00**

6.4.2.2.8 ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA PRIMO AMPLIAMENTO ADOTTATO PER IL PRESENTE PROGETTO

COPERTURA ESISTENTE a struttura portante in latero cemento			
Descrizione	Peso al mc [daN/mc]	Spessore [m]	Carico [daN/mq]
Sovrastruttura e finitura			615,00
Impianto fotovoltaico			25,00
		CARICHI PERMANENTI PORTATI G_{k2}=	**640,00**
Solaio in latero cemento H=32			310,00
		CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_{k1}=	**310,00**
Carico accidentale (NEVE)			120,00
		CARICHI ACCIDENTALI $Q_{k,1}$=	**120,00**

6.4.2.2.9 ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA SECONDO AMPLIAMENTO ADOTTATO PER IL PRESENTE PROGETTO

COPERTURA ESISTENTE a struttura portante in latero cemento			
Descrizione	Peso al mc [daN/mc]	Spessore [m]	Carico [daN/mq]
Sovrastruttura e finitura			615,00
		CARICHI PERMANENTI PORTATI G_{k2}=	**615,00**
Solaio in latero cemento H=24+4			322,00
		CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_{k1}=	**322,00**
Carico accidentale (NEVE)			120,00
		CARICHI ACCIDENTALI $Q_{k,1}$=	**120,00**

6.4.2.2.10 PARETE MURATURA PORTANTE

MURATURA PERIMETRALE (PER UN'ALTEZZA DI 1,00m)			
Descrizione	Peso al mc [daN/mc]	Spessore [m]	Carico [daN/m]
Intonaco			30,00
Muratura in laterizio semipieno	1530	0,25	382,50
Intonaco			30,00
CARICHI PERMANENTI PORTATI G_{k2}=			**442,50**

6.4.2.2.11 PESO PROPRIO DEI MATERIALI STRUTTURALI

I pesi propri degli elementi strutturali esistenti (pilastri e travi in calcestruzzo armato, e pareti in muratura) sono valutati in funzione delle dimensioni geometriche adottate per le carpenterie assumendo un peso dell'unità di volume unitario pari a 2500daN/mc per gli elementi in calcestruzzo e pari a 1530daN/mc per gli elementi in laterizio semipieno. Per quanto riguarda le nuove pareti in mattoni semipieni e in muratura armata è stato assunto un peso di volume pari a 1200daN/mc.

6.5 PRINCIPALI RISULTATI DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE – FABBRICATO PRIMORDIALE 1972

Di seguito sono riportati i principali risultati delle analisi sismiche condotte per il fabbricato in esame

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [mm]	Dmax SLV [mm]	Du SLV [mm]	q* SLV	Dmax SLD [mm]	Du SLD [mm]	Dmax SLO [mm]	Do SLO [mm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0	3	21	1,01	1	5	1	5	2,615	3,085	3,835
2	+X	Forze statiche	0	3	21	1,01	1	5	1	5	2,632	3,084	3,833
3	-X	Uniforme	0	4	17	1,09	1	5	1	5	2,267	2,929	3,644
4	-X	Forze statiche	0	4	20	1,10	1	5	1	5	2,503	2,915	3,626
5	+Y	Uniforme	0	7	21	1,37	2	14	1	14	2,100	3,976	5,050
6	+Y	Forze statiche	0	7	21	1,37	2	14	1	14	2,100	3,975	5,049
7	-Y	Uniforme	0	8	9	1,50	2	7	1	5	1,109	2,407	2,692
8	-Y	Forze statiche	0	8	9	1,50	2	7	1	5	1,109	2,407	2,692
9	+X	Uniforme	1125	5	22	1,14	1	6	1	6	2,309	2,718	3,375
10	+X	Uniforme	-1125	2	20	0,89	1	4	1	4	3,074	3,269	4,062
11	+X	Forze statiche	1125	5	22	1,14	1	6	1	6	2,309	2,718	3,375
12	+X	Forze statiche	-1125	2	20	0,89	1	4	1	4	3,074	3,269	4,062
13	**-X**	**Uniforme**	**1125**	**5**	**20**	**1,16**	1	5	1	5	**2,212**	2,673	3,320
14	-X	Uniforme	-1125	2	18	1,04	1	3	1	3	2,754	2,812	3,495
15	**-X**	**Forze statiche**	**1125**	**5**	**20**	**1,16**	1	5	1	5	**2,212**	2,673	3,320
16	-X	Forze statiche	-1125	2	18	1,04	1	3	1	3	2,754	2,811	3,495
17	+Y	Uniforme	1320	4	20	1,22	1	9	1	9	2,467	3,933	4,924
18	+Y	Uniforme	-1320	9	21	1,37	3	17	2	17	1,730	3,895	4,946
19	+Y	Forze statiche	1320	4	20	1,22	1	9	1	9	2,467	3,933	4,924
20	+Y	Forze statiche	-1320	9	21	1,37	3	17	2	17	1,730	3,895	4,946
21	**-Y**	**Uniforme**	**1320**	**6**	**6**	**1,51**	1	4	1	4	**1,066**	2,307	2,621
22	-Y	Uniforme	-1320	9	14	1,40	2	10	2	8	1,369	2,795	3,098
23	**-Y**	**Forze statiche**	**1320**	**6**	**6**	**1,51**	1	4	1	4	**1,066**	2,307	2,621
24	-Y	Forze statiche	-1320	9	14	1,40	2	10	2	8	1,369	2,795	3,098

Come si può notare il fabbricato, con le ipotesi di calcolo riportato nel paragrafo *6.1 Introduzione*, risulta verificato in entrambe le direzioni principali (evidenziate in azzurro sono riportate le analisi più gravose); gli interventi previsti in progetto risultano di miglioramento.

Tabella riassuntiva analisi 13 - X

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 3,23 [mm] <= Du 8,41 [mm]
q* 0,98 <= 3 Du/Dmax = 2,60
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 1,25 [mm] <= Dd 6,81 [mm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 1,01 [mm] <= Do 6,81 [mm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR_C	TR_D	α_{TR}	PGA_C [m/s2]	PGA_D [m/s2]	α_{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	3,94	2,60	1,517
SLD	> 2475	75	> 33,000	3,62	1,03	3,523
SLO	> 2475	45	> 55,000	3,57	0,81	4,382

Parametri di Analisi

T* [s]	0,139
m* [kg]	342187,477
w [kN]	4037
M [kg]	411549,074
m*/M [%]	83,146
Γ	1,04
F*y [kN]	2223
d*y [mm]	3,19
d*u [mm]	8,12

Tabella riassuntiva analisi 21 - Y

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 5,51 [mm] <= Du 6,20 [mm]
q* 1,51 <= 3 Du/Dmax = 1,13
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 1,16 [mm] <= Dd 4,40 [mm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,94 [mm] <= Do 3,60 [mm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR_C	TR_D	α_{TR}	PGA_C [m/s2]	PGA_D [m/s2]	α_{PGA}
SLV	885	712	1,243	2,77	2,60	1,066
SLD	477	75	6,360	2,37	1,03	2,307
SLO	369	45	8,200	2,13	0,81	2,621

Parametri di Analisi

T* [s]	0,129
m* [kg]	218639,761
w [kN]	3742
M [kg]	381405,659
m*/M [%]	57,325
Γ	1,18
F*y [kN]	875
d*y [mm]	1,68
d*u [mm]	5,27

Nella tabella seguente è riportato un confronto tra lo stato di fatto (SDF) e lo stato di progetto (SDP) relativamente ai valori di spostamento massimo (Dmax) e ultimo (Du), al fattore di struttura equivalente (q*) e ai valori del rapporto α per i diversi stati limite.

Direzione	Analisi più gravosa		Dmax SLV [mm]		Du SLV [mm]		q* SLV		α SLV		α SLD		α SLO	
	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP
X	14	13	4,0	5,0	4,0	20,2	1,32	1,16	**0,957**	**2,212**	2,21	2,673	2,744	3,320
Y	21	21	6,0	5,5	7,0	6,2	1,46	1,51	**1,11**	**1,066**	2,361	2,307	2,7	2,621

Dalla tabella si può notare un notevole incremento della capacità in termini di $\alpha_{PGA}=PGA_C/PGA_D$ (rapporto tra accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite - indipendente dallo spettro sismico e accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite - dipendente dallo spettro sismico) per la direzione X, mentre per quanto riguarda Y non si hanno sostanziali variazioni nella risposta del fabbricato.

Questa situazione è principalmente dovuta all'inserimento dei setti in c.a. in corrispondenza dei portali di ingresso principali del fabbricato; tali elementi, oltre a vincolare maggiormente le travi alte contro eventuali meccanisimi fuori piano, contribuiscono ad aumentare la massima sollecitazione di taglio alla base che la struttura è in grado di subire senza subire un grado di danneggiamento eccessivo.

6.6 PRINCIPALI RISULTATI DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE – PRIMO AMPLIAMENTO (1995)

Di seguito sono riportati i principali risultati delle analisi sismiche condotte per il fabbricato in esame.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [mm]	Dmax SLV [mm]	Du SLV [mm]	q* SLV	Dmax SLD [mm]	Du SLD [mm]	Dmax SLO [mm]	Do SLO [mm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0	3	11	1,03	1	8	1	7	1,741	3,759	4,435
2	+X	Forze statiche	0	3	11	1,03	1	8	1	7	1,741	3,759	4,435
3	-X	Uniforme	0	3	11	0,89	1	8	1	7	1,839	4,003	4,792
4	-X	Forze statiche	0	3	11	0,89	1	8	1	7	1,839	4,003	4,792
5	+Y	Uniforme	0	16	16	2,88	4	12	3	9	0,975	2,082	2,048
6	+Y	Forze statiche	0	16	16	2,88	4	12	3	9	0,975	2,082	2,048
7	**-Y**	**Uniforme**	**0**	**16**	**14**	**2,22**	4	11	3	8	**0,909**	1,942	1,931
8	**-Y**	**Forze statiche**	**0**	**16**	**14**	**2,22**	4	11	3	8	**0,909**	1,942	1,931
9	+X	Uniforme	785	3	13	1,01	1	8	1	7	1,948	3,794	4,226
10	+X	Uniforme	-785	4	10	1,06	1	8	1	8	1,583	3,55	4,423
11	+X	Forze statiche	785	3	13	1,01	1	8	1	7	1,948	3,794	4,226
12	+X	Forze statiche	-785	4	10	1,06	1	8	1	8	1,583	3,55	4,423
13	-X	Uniforme	785	3	15	0,87	1	9	1	6	2,253	4,312	4,48
14	**-X**	**Uniforme**	**-785**	**3**	**8**	**0,98**	1	7	1	7	**1,517**	3,523	4,382
15	-X	Forze statiche	785	3	15	0,87	1	9	1	6	2,253	4,312	4,48
16	**-X**	**Forze statiche**	**-785**	**3**	**8**	**0,98**	1	7	1	7	**1,517**	3,523	4,382
17	+Y	Uniforme	1179	15	14	2,87	3	11	2	7	0,972	2,067	1,983
18	+Y	Uniforme	-1179	17	17	2,88	4	13	3	10	0,961	2,098	2,138
19	+Y	Forze statiche	1179	15	14	2,87	3	11	2	7	0,972	2,067	1,983
20	+Y	Forze statiche	-1179	17	17	2,88	4	13	3	10	0,961	2,098	2,138
21	-Y	Uniforme	1179	15	14	2,28	3	10	3	6	0,962	1,87	1,837
22	-Y	Uniforme	-1179	18	16	2,22	4	12	4	9	0,912	1,994	1,999
23	-Y	Forze statiche	1179	15	14	2,28	3	10	3	6	0,962	1,87	1,837
24	-Y	Forze statiche	-1179	18	16	2,22	4	12	4	9	0,912	1,994	1,999

Come si può notare il fabbricato, con le ipotesi di calcolo riportato nel paragrafo *6.1 Introduzione*, risulta verificato in direzione X, mentre in direzione Y l'analisi più onerosa comporta un valore del coefficiente α_{SLV} = 0,909; gli interventi previsti in progetto risultano di miglioramento.

Tabella riassuntiva analisi 14 - X

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 3,23 [mm] <= Du 8,41 [mm]

q* 0,98 <= 3 Du/Dmax = 2,60

La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 1,25 [mm] <= Dd 6,81 [mm]

La verifica è soddisfatta

Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 1,01 [mm] <= Do 6,81 [mm]

La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR_C	TR_D	α_{TR}	PGA_C [m/s2]	PGA_D [m/s2]	α_{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	3,94	2,60	1,517
SLD	> 2475	75	> 33,000	3,62	1,03	3,523
SLO	> 2475	45	> 55,000	3,57	0,81	4,382

Parametri di Analisi

T* [s]	0,139
m* [kg]	342187,477
w [kN]	4037
M [kg]	411549,074
m*/M [%]	83,146
Γ	1,04
F*y [kN]	2223
d*y [mm]	3,19
d*u [mm]	8,12

Tabella riassuntiva analisi 7 - Y

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 16,35 [mm] > Du 14,40 [mm]

q* 2,22 <= 3 Du/Dmax = 0,88

La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 3,92 [mm] <= Dd 11,00 [mm]

La verifica è soddisfatta

Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 25 e 26 al livello 1

Verifica SLO

Dmax 3,13 [mm] <= Do 7,60 [mm]

La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR_C	TR_D	α_{TR}	PGA_C [m/s2]	PGA_D [m/s2]	α_{PGA}
SLV	516	712	0,725	2,36	2,60	0,909
SLD	309	75	4,120	2,00	1,03	1,942
SLO	177	45	3,933	1,57	0,81	1,931

Parametri di Analisi

T* [s]	0,212
m* [kg]	235452,513
w [kN]	4037
M [kg]	411549,074
m*/M [%]	57,211
Γ	1,35
F*y [kN]	700
d*y [mm]	3,38
d*u [mm]	10,65

Nella tabella seguente è riportato un confronto tra lo stato di fatto (SDF) e lo stato di progetto (SDP) relativamente ai valori di spostamento massimo (Dmax) e ultimo (Du), al fattore di struttura equivalente (q*) e ai valori del rapporto α per i diversi stati limite.

Direzione	Analisi più gravosa		Dmax SLV [mm]		Du SLV [mm]		q* SLV		α SLV		α SLD		α SLO	
	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP
X	10	14	3,4	3,2	9,8	8,4	1,03	0,98	**1,668**	**1,517**	3,938	3,523	5,015	1,931
Y	17	7	11,6	16,4	19,0	14,4	3,58	2,22	**0,838**	**0,909**	2,169	1,942	1,9	4,382

Dalla tabella riportata sopra si può affermare che per la direzione X le pareti introdotte nell'edificio non determinano variazioni sostanziali in termini di coefficiente α (che risulta leggermente inferiore).

Per quanto riguarda la direzione Y invece si ha un leggero miglioramento (incremento del 10% circa del coefficiente α) dovuto all'introduzione della nuova parete in muratura in adiacenza al fabbricato originario.

6.7 PRINCIPALI RISULTATI DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE – SECONDO AMPLIAMENTO (2003)

Di seguito sono riportati i principali risultati delle analisi sismiche condotte per il fabbricato in esame.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [mm]	Dmax SLV [mm]	Du SLV [mm]	q* SLV	Dmax SLD [mm]	Du SLD [mm]	Dmax SLO [mm]	Do SLO [mm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0	4	10	1,06	1	8	1	7	1,586	3,746	4,218
2	+X	Forze statiche	0	4	10	1,06	1	8	1	7	1,586	3,746	4,218
3	-X	Uniforme	0	3	11	1,08	1	8	1	7	1,815	3,715	4,29
4	-X	Forze statiche	0	3	11	1,08	1	8	1	7	1,815	3,715	4,29
5	+Y	Uniforme	0	9	16	1,52	2	12	2	8	1,418	2,967	3,028
6	+Y	Forze statiche	0	9	16	1,52	2	12	2	8	1,418	2,967	3,028
7	-Y	Uniforme	0	12	15	1,79	3	9	2	8	1,192	2,215	2,455
8	-Y	Forze statiche	0	12	15	1,79	3	9	2	8	1,192	2,215	2,455
9	+X	Uniforme	1041	4	8	1,15	1	5	1	5	1,408	2,956	3,676
10	+X	Uniforme	-1041	4	14	1,12	1	9	1	7	2,009	3,884	4,081
11	+X	Forze statiche	1041	4	8	1,15	1	5	1	5	1,408	2,956	3,676
12	+X	Forze statiche	-1041	4	14	1,12	1	9	1	7	2,009	3,884	4,081
13	**-X**	**Uniforme**	**1041**	**3**	**5**	**1,06**	1	5	1	5	**1,235**	3,191	3,969
14	-X	Uniforme	-1041	3	16	1,03	1	10	1	7	2,245	4,301	4,254
15	**-X**	**Forze statiche**	**1041**	**3**	**5**	**1,06**	1	5	1	5	**1,235**	3,191	3,969
16	-X	Forze statiche	-1041	3	16	1,03	1	10	1	7	2,245	4,301	4,254
17	+Y	Uniforme	754	9	14	1,5	2	11	2	8	1,381	2,946	3,015
18	+Y	Uniforme	-754	10	16	1,53	3	12	2	9	1,409	2,934	3,052
19	+Y	Forze statiche	754	9	14	1,5	2	11	2	8	1,381	2,946	3,015
20	+Y	Forze statiche	-754	10	16	1,53	3	12	2	9	1,409	2,934	3,052
21	-Y	Uniforme	754	11	15	1,79	3	9	2	7	1,195	2,142	2,431
22	**-Y**	**Uniforme**	**-754**	**12**	**16**	**1,79**	3	10	2	8	**1,188**	2,254	2,475
23	-Y	Forze statiche	754	11	15	1,79	3	9	2	7	1,195	2,142	2,431
24	**-Y**	**Forze statiche**	**-754**	**12**	**16**	**1,79**	3	10	2	8	**1,188**	2,254	2,475

Come si può notare il fabbricato, con le ipotesi di calcolo riportato nel paragrafo *6.1 Introduzione*, risulta verificato in entrambe le direzioni principali (evidenziate in azzurro sono riportate le analisi più gravose); gli interventi previsti in progetto risultano di miglioramento.

Tabella riassuntiva analisi 13 - X

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 3,08 [mm] <= Du 5,20 [mm]
q* 1,06 <= 3 Du/Dmax = 1,69
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 1,05 [mm] <= Dd 5,20 [mm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,85 [mm] <= Do 5,20 [mm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR C	TR D	α TR	PGA C [m/s2]	PGA D [m/s2]	α PGA
SLV	1644	712	2,309	3,21	2,60	1,235
SLD	1644	75	21,920	3,28	1,03	3,191
SLO	1644	45	36,533	3,23	0,81	3,969

Parametri di Analisi

T* [s]	0,134
m* [kg]	336934,423
w [kN]	3867
M [kg]	394151,792
m*/M [%]	85,483
Γ	0,96
F*y [kN]	1969
d*y [mm]	2,67
d*u [mm]	5,41

Tabella riassuntiva analisi 22 - Y

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 12,26 [mm] <= Du 15,58 [mm]
q* 1,79 <= 3 Du/Dmax = 1,27
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 3,09 [mm] <= Dd 9,99 [mm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 2,47 [mm] <= Do 7,99 [mm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR C	TR D	α TR	PGA C [m/s2]	PGA D [m/s2]	α PGA
SLV	1357	712	1,906	3,09	2,60	1,188
SLD	465	75	6,200	2,32	1,03	2,254
SLO	315	45	7,000	2,01	0,81	2,475

Parametri di Analisi

T* [s]	0,203
m* [kg]	283972,548
w [kN]	3867
M [kg]	394151,792
m*/M [%]	72,046
Γ	1,16
F*y [kN]	1046
d*y [mm]	3,84
d*u [mm]	13,38

- X

Nella tabella seguente è riportato un confronto tra lo stato di fatto (SDF) e lo stato di progetto (SDP) relativamente ai valori di spostamento massimo (Dmax) e ultimo (Du), al fattore di struttura equivalente (q*) e ai valori del rapporto α per i diversi stati limite.

Direzione	Analisi più gravosa		Dmax SLV [mm]		Du SLV [mm]		q* SLV		α SLV		α SLD		α SLO	
	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP	SDF	SDP
X	13	13	3,9	3,1	6,4	5,2	1,13	1,06	**1,25**	**1,235**	3,93	3,191	3,875	3,969
Y	22	22	13,8	12,3	15,7	15,6	1,87	1,79	**1,104**	**1,188**	1,997	2,142	2,301	2,431

Dalla tabella riportata sopra si può affermare che per la direzione X le pareti introdotte nell'edificio non determinano variazioni in termini di coefficiente α.

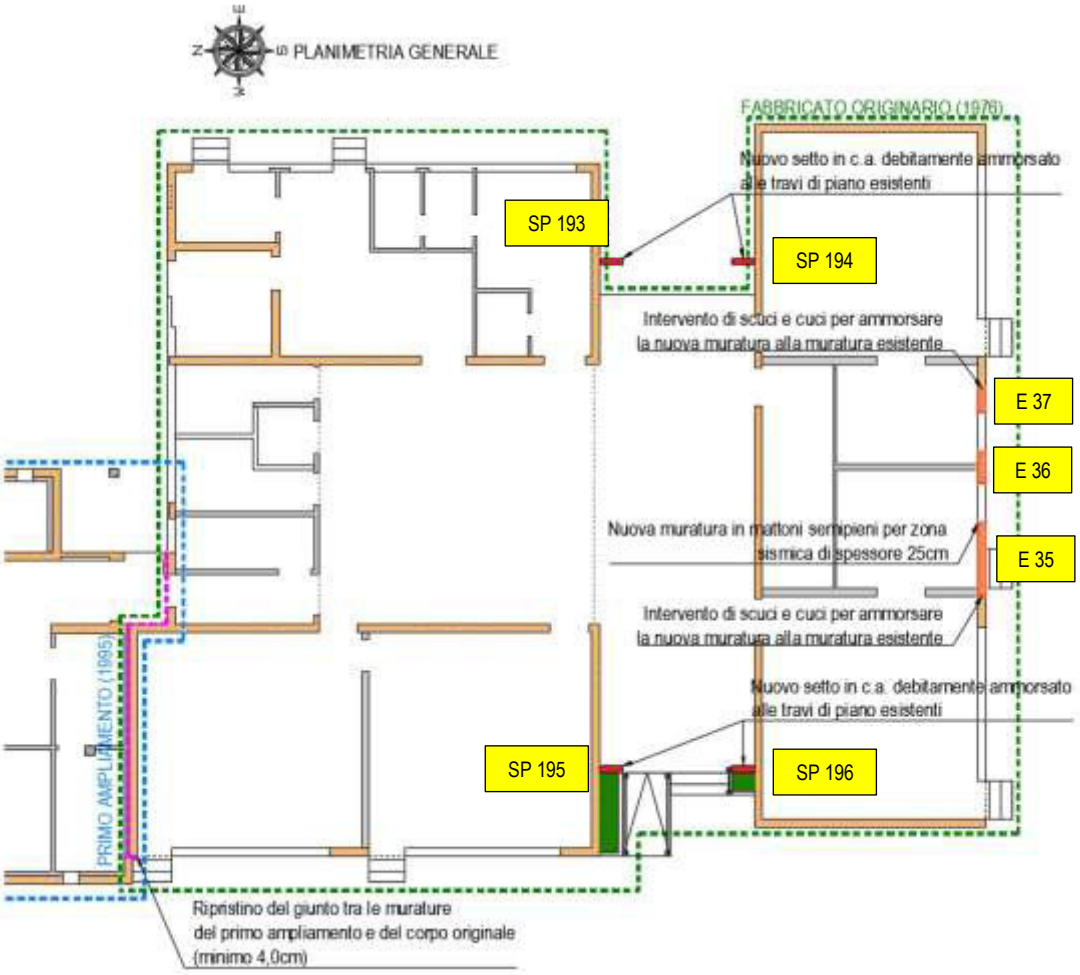
Per quanto riguarda la direzione Y invece si ha un leggero miglioramento (incremento dell' 8% circa del coefficiente α).

6.8 VERIFICHE NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI

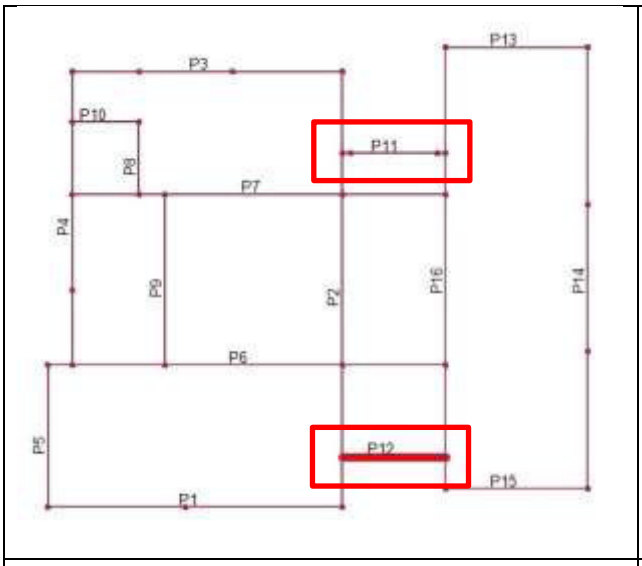
Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche strutturali relative ai nuovi elementi strutturali in calcestruzzo armato previste per le diverse unità strutturali; le verifiche dei nuovi pannelli murari sono implicite nelle analisi non linerari globali eseguite.

6.8.1 FABBRICATO PRIMORDIALE

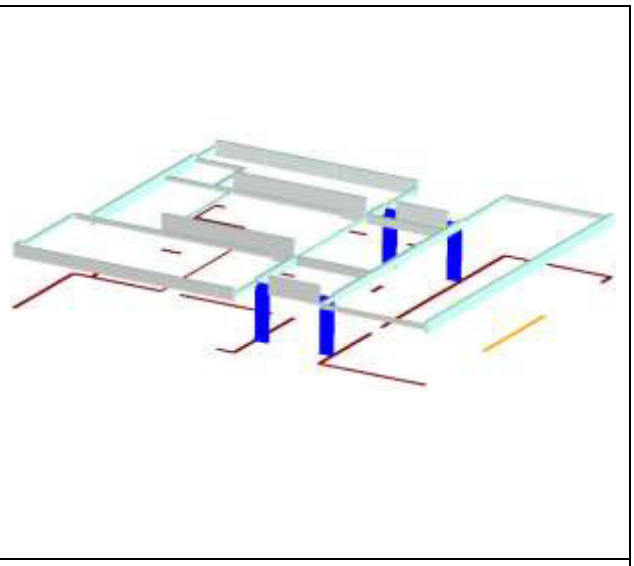
Si ripropone di seguito la planimetria generale del fabbricato originario con indicati gli interventi in progetto e l'identificazione degli elementi resistenti inseriti.



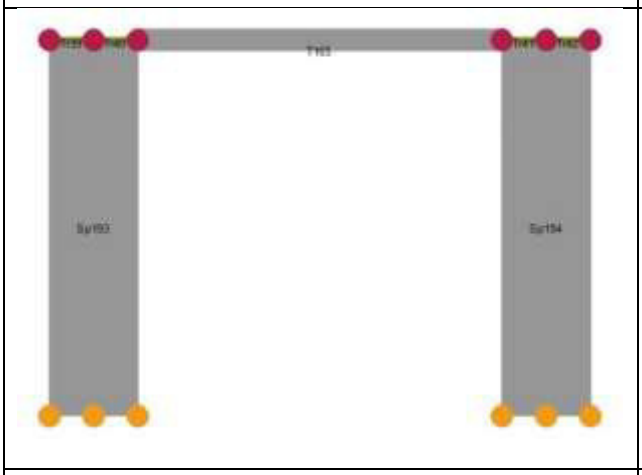
6.8.1.1 NUOVI SETTI IN C.A.



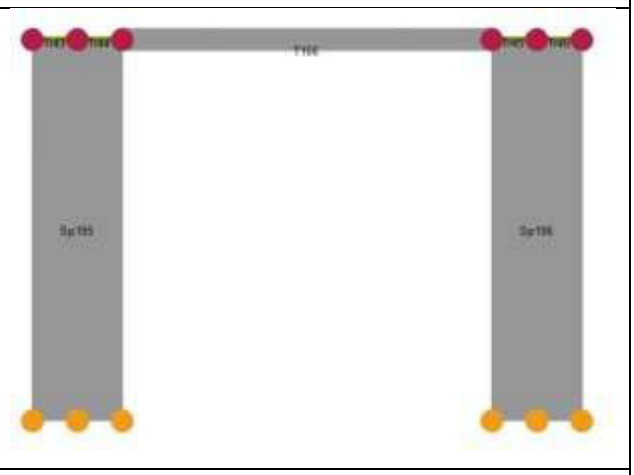
Pianta pareti fabbricato originario



Vista 3D elementi in c.a. oggetto di verifica



Prospetto frontale parete 11



Prospetto frontale parete 12

6.8.1.1.1 SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI SUI SETTI IN C.A.

6.8.1.1.1.1 SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI SUI SETTI IN C.A. – ANALISI 13-X

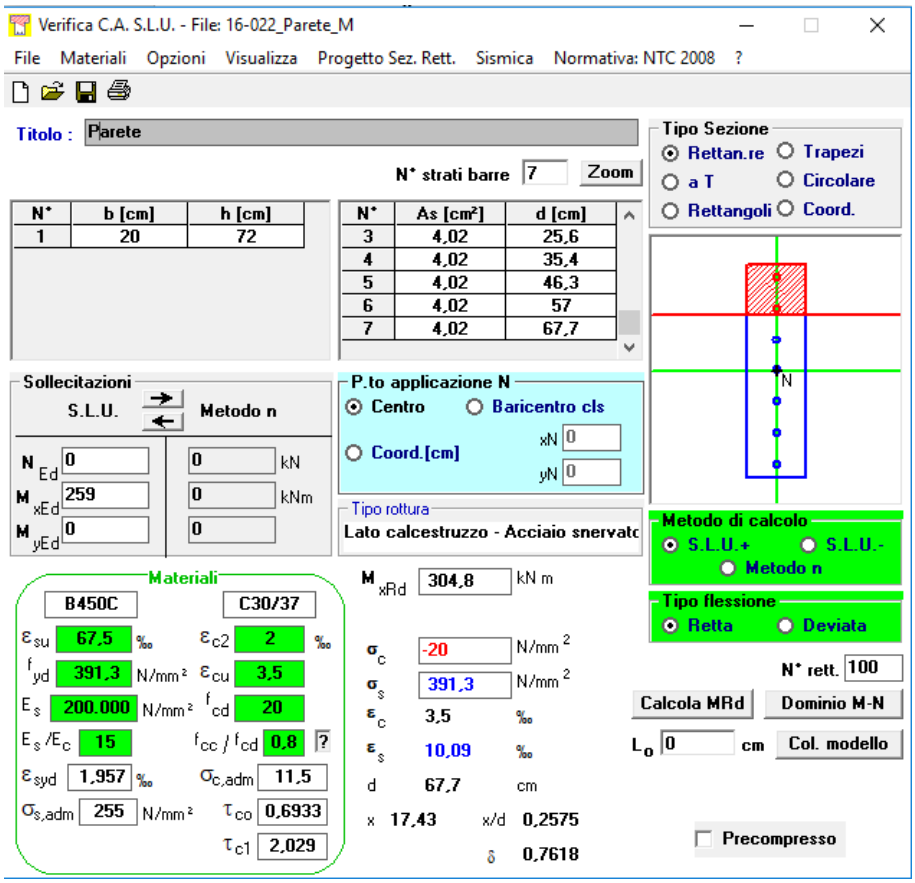
SP	Nodo I	Nodo J	N[kN]	Txi[kN]	Txj[kN]	Tyi[kN]	Tyj[kN]	Mxi[kNm]	Mxj[kNm]	Myi[kNm]	Myj[kNm]
195	125	126	255,0	100,0	-100,0	1,0	-1,0	-2,0	0,0	173,0	177,0
196	127	128	-219,0	116,0	-116,0	0,0	0,0	0,0	0,0	259,0	147,0
193	117	118	142,0	101,0	-101,0	0,0	0,0	0,0	0,0	196,0	158,0
194	119	120	-143,0	110,0	-110,0	0,0	0,0	0,0	0,0	246,0	138,0

6.8.1.1.1.2 SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI SUI SETTI IN C.A. – ANALISI 22-Y

SP	Nodo I	Nodo J	N[kN]	Txi[kN]	Txj[kN]	Tyi[kN]	Tyj[kN]	Mxi[kNm]	Mxj[kNm]	Myi[kNm]	Myj[kNm]
195	125	126	-50,0	30,0	-30,0	20,0	-20,0	-69,0	0,0	74,0	32,0
196	127	128	-162,0	53,0	-53,0	20,0	-20,0	-71,0	0,0	92,0	93,0
193	117	118	-148,0	-61,0	61,0	18,0	-18,0	-64,0	0,0	-103,0	-109,0
194	119	120	-147,0	-32,0	32,0	21,0	-21,0	-74,0	0,0	-81,0	-32,0

6.8.1.1.2 VERIFICHE DI RESISTENZA

6.8.1.1.2.1 VERIFICHE A FLESSIONE

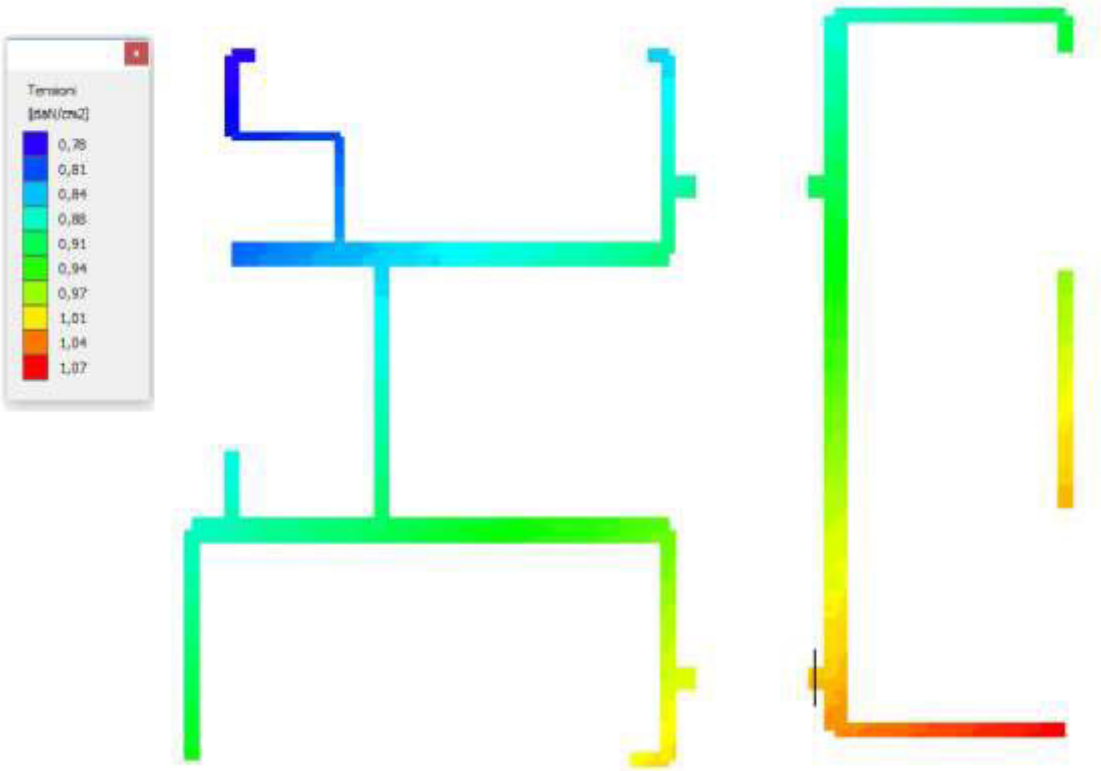


6.8.1.1.2.2 VERIFICHE A TAGLIO

PARETE IN C.A.				
Dati geometrici parete				
Larghezza minima della sezione	b_w=	200	mm	
Altezza della sezione	h_w=	700	mm	
Distanza tra il baricentro dell'armatura verticale e il bordo del cls	d'=	41	mm	
Materiali utilizzati				
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}=	40	MPa	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}=	33,2	MPa	$f_{ck} = 0,83\ R_{ck}$
Valor medio della resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{cm}=	41,2	MPa	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}=	3,10	MPa	$f_{ctm} = 0,30\ f_{ck}^{2/3}$
Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo	E_{cm}=	33643	MPa	$E_{cm} = 22000\ [f_{cm}/10]^{0,3}$
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c=	1,5	[-]	
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio di armatura	f_{yk}=	450	MPa	
Modulo elastico dell'acciaio	Es=	210000	MPa	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s=	1,15	[-]	
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	f_{cd}=	18,8	MPa	$f_{cd} = 0,85\ f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza di calcolo ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}=	9,4	MPa	$f'_{cd} = 0,5\ f_{cd}$
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}=	391,3	MPa	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
Sollecitazioni				
SOLLECITAZIONI ALLO SLU/SLV [comb --]	N_{Ed}=	0	kN	
	V_{Ed}=	116	kN	
NTC 2018 § 4.1.2.3.5.2 Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio				
Altezza utile della sezione	d=	659	mm	$d = h_w - d'$
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}=	8	mm	
Numero di braccia	n_b=	2	[-]	
Passo delle staffe	s=	200	mm	
Angolo di inclinazione delle armature orizzontali rispetto alla verticale	α=	90	°	
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	θ=	21,8	°	
Area della sezione trasversale resistente a taglio	A_{sw}=	101	mmq	$A_{sw} = n_b(\pi\ \phi_{sw}^2)/4 <= A_{sw,max}$
Braccio della coppia interna	z=	593,1	mm	$z = 0,9\ d$
Cotangenti degli angoli di inclinazione delle armature e dei puntoni	cotgα=	0,00	[-]	
	cotgθ=	2,50	[-]	
Seno dell'angolo di inclinazione delle armature	senα=	1,00	[-]	
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}=	0,00	MPa	$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$
Coefficiente maggiorativo	α_c=	1,00		
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio-trazione)	**V_{Rsd}=**	**291,66**	**kN**	$V_{Rsd} = 0,9\ d\ A_{sw} / s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo per taglio	ν=	0,5		
Massima area efficace di armatura a taglio per cotgθ=1	$A_{sw,max}$=	480,8	mmq	$A_{sw,max} = 0,5\ \alpha_c\ \nu_1\ f_{cd}\ b_w\ s / f_{ywd}$
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio-compressione)	**V_{Rcd}=**	**384,75**	**kN**	$V_{Rcd} = 0,9\ d\ b_w\ \alpha_c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg\theta^2)$
Resistenza a taglio del pilastro	**V_{Rd}=**	**291,66**	**kN**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Verifica (coefficiente di sicurezza)	**C.S.=**	**2,51**	**[-]**	$C.S. = V_{Rd} / V_{Ed}$

6.8.1.1.3 VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI SETTI IN PROGETTO

Di seguito è riportato l'inviluppo delle tensioni agenti sul piano di fondazione dell'unità strutturale in esame.



Nella tabella che segue sono riportate le massime pressioni trasmesse al terreno al di sotto delle fondazioni delle nuove pareti in c.a..

Setto 196		Setto 195		Setto 194		Setto 193	
Coordinata [m]	Tensioni [daN/cm2]	Coordinata [m]	Tensioni [daN/cm2]	Coordinata [m]	Tensioni [daN/cm2]	Coordinata [m]	Tensioni [daN/cm2]
0,00	1,02	0,00	0,99	0,00	0,91	0,00	0,88
0,21	1,02	0,21	0,99	0,21	0,91	0,21	0,88
0,41	1,02	0,41	0,99	0,41	0,91	0,41	0,89
0,62	1,02	0,62	0,99	0,62	0,91	0,62	0,89
0,83	1,02	0,83	1,00	0,83	0,91	0,83	0,89

Le massime pressioni trasmesse al terreno, pari a q_{Ed}=1,02daN/cmq, risultano inferiori alla capacità portante del terreno q_{ult}=1,12daN/cmq (vedere paragrafo 4.4 Stima capacità portante delle fondazioni).

Udine, luglio 2018

Il Progettista strutturale

(*dott.ing. Claudio PANTANALI*)

……..