



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Provincia di Ravenna

Settore Edilizia Scolastica e Patrimonio

Servizio Programmazione e Progettazione

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO PRESSO IL POLO TECNICO PROFESSIONALE DI LUGO SEZIONE PROFESSIONALE "E. STOPPA" DI VIA FRANCESCO BARACCA, 62 - LUGO (RA)
PNRR - NEXT GENERATION EU - Missione 4, Componente 1, Investimento 3.3
CUP : J42C20000850001

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Presidente: Michele de Pascale	Consigliere delegato Pubblica Istruzione - Edilizia Scolastica - Patrimonio: Maria Luisa Martinez
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Responsabile del Servizio: Arch. Giovanna Garzanti

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Paolo Nobile

PROFESSIONISTI ESTERNI:

*ARCHITETTO RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLA
PROGETTAZIONE - COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE
PER LA SICUREZZA E LA SALUTE NEI CANTIERI*

Arch. Roberto DI RAMIO

*INGEGNERE RESPONSABILE DEL PROGETTO DEFINITIVO ED
ESECUTIVO*

Ing. Massimo GEROSOLIMO PORZIELLA

*PROFESSIONISTI RESPONSABILI DELLA PROGETTAZIONE
EDILE ED ARCHITETTONICA*

Arch. Pietro LA GATTA

*PROFESSIONISTI RESPONSABILI DELLA PROGETTAZIONE
STRUTTURALE*

Ing. Sebastiano ORTU

Ing. Maurizio CIARROCCHI

Ing. Daniele CIANCHETTA

*PROFESSIONISTI RESPONSABILI DELLA PROGETTAZIONE
DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI*

Ing. Daniele CIANCHETTA

*GEOLOGO RESPONSABILE DELLA RELAZIONE
GEOLOGICA*

Geol. Primo FALCIONI

Arch. Roberto DI RAMIO

GIOVANE PROFESSIONISTA
Arch. Michele D'AMICO

ATI | Titolare del servizio di progettazione definitiva ed esecutiva e coordinamento per la sicurezza
in fase di progettazione

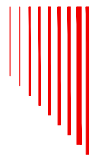
Capogruppo



INSIGHT & Co. S.r.l.

Via Tiburtina Valeria, 149/1
65129 Pescara (PE)
Tel. 085/4159367 - Fax. 085.2192520
e-mail: direzione@insight.co.it
PEC: insight@arubapec.it

Mandante



S.A.G.I. S.r.l.

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
Via Pasubio, 20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax. 0735.757580
e-mail: info@sagistudio.it
PEC: info@pec.sagistudio.it

Mandante



Via Spaventa, 10
63039 Sulmona (AQ)
Tel. 0864.51619 e Fax. 0864.576003
e-mail: studiotechnico@progettointegrato.it
PEC: massimo.gerosolimoporzella@ing.pe.eu

CONSULENTI (ai sensi del D.lgs. n. 50/2016)
Arch. Clelia Dell'Arciprete - Arch. Sara Menna - Ing. Francesca Orsini - Ing. Marianna Sabia

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE POST-OPERAM

Elaborato num:	Revisione:	Data:	Scala:	Nome file:
PDE_STRU_08	00	Ottobre 2022		PDE_STRU_08_REL.STR.POST_r00

REGIONE EMILIA ROMAGNA

COMUNE DI LUGO



SERVIZIO DI ELABORAZIONE DELLA VERIFICA SISMICA E DELLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA DELLE OPERE DI MIGLIORAMENTO SISMICO PRESSO IL POLO TECNICO PROFESSIONALE DI LUGO, SEZIONE PROFESSIONALE "E. STOPPA"-

Via F. Baracca 62 – Lugo- (RA)

PROGETTO DEFINITIVO- ESECUTIVO

	(timbro e firma)	codice commessa:
		codice elaborato:

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE POST OPERAM

ELABORATO:

Re.CS

DATA:



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
63037 Porto d'Ascoli (A.P.)
Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
63037 Porto d'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757580
Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





Sommario

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO	7
5	RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO	9
5.1	GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA	9
5.2	INDAGINI IN SITO	10
5.3	UNITA' LITOTECNICHE E DEFINIZIONE DELLA FALDA	12
5.4	VALUTAZIONI IN MERITO AL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE	14
5.5	ELEMENTI DI SISMICITA' STORICA	17
	MAGNITUDO DI RIFERIMENTO	18
6	APPROCCIO PROGETTUALE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DI EDIFICI ESISTENTI	20
6.1	ANALISI STORICO CRITICA	21
6.2	RILIEVO	25
6.3	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	30
6.4	CAMPAGNA DI INDAGINE	34
6.5	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SULL'ITER CONOSCITIVO DEL FABBRICATO	56
6.6	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	62
	COSTRUZIONI IN MURATURA	63
	COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO	64
6.7	MATERIALI DI PROGETTO INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO	66
	OPERE DI SOTTOFONDAZIONE	67
	OPERE DI FONDAZIONE DI CEMENTO ARMATO	68
	OPERE DI CEMENTO ARMATO IN ELEVAZIONE	69
	CALCESTRUZZO ALLEGGERITO PER SOLETTA IN C.A. EX NOVO	70





STRUTTURE IN LEGNO IN ELEVAZIONE.....	71
ELEMENTI DI CARPENTERIA METALLICA- CAVI E PROFILI.....	71
BULLONI E BARRE FILETTATE.....	71
SALDATURE.....	72
MURATURA PORTANTE EX NOVO	74
RINFORZI IN FIBRA.....	74
6.8 AZIONI.....	75
7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	75
7.1 RESISTENZE DI PROGETTO MATERIALI ESISTENTI.....	76
MURATURA	76
CEMENTO ARMATO.....	77
7.2 RESISTENZE DI PROGETTO MATERIALI NUOVI.....	77
MURATURA	77
CALCESTRUZZO.....	78
ACCIAIO PER BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA.....	79
LEGNO	79
7.3 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	80
7.4 AZIONI ELEMENTARI.....	82
7.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	84
7.6 ANALISI DEI CARICHI.....	86
CORPO A.....	86
CORPO B.....	87
CORPO C.....	88
CORPO D.....	91
CORPO E.....	92
PENSILINA ESTERNA	93
AZIONE DELLA NEVE.....	93



7.7	AZIONE SISMICA	95
	CATEGORIA DI SUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE DEL SITO	96
	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE	102
	FATTORE DI STRUTTURA E SPETTRO DI PROGETTO	106
	CRITERI DI MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	108
8	CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	108
8.1	CONSIDERAZIONI SULLE FASCE MURARIE	112
9	METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	114
9.1	COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA'	115
9.2	DISTRIBUZIONE DELLE FORZE	119
9.3	RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA SPAZIALE DEL MOTO	120
9.4	VERIFICHE CONDOTTE SUI MASCHI MURARI	121
	MECCANISMI COMPLANARI	121
	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE CON AZIONI DA MODELLO 3D	124
9.5	VERIFICHE CONDOTTE PER LE FASCE DI PIANO	124
9.6	VERIFICHE CONDOTTE NEGLI ELEMENTI IN C.A.	125
9.1	VERIFICHE FUORI PIANO CON METODO CONVENZIONALE (7.8.1.5.2 NTC2018)	126
10	ANALISI CINEMATICA- MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO	126
11	ANALISI MODALE.....	132
12	ANALISI STATICA NON SISMICA	133
13	ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO	140
14	ANALISI STATICA NON LINEARE PUSH OVER.....	141
15	ANALISI CINEMATICA	144
16	INTERVENTI DI PROGETTO.....	157
16.1	INTERVENTO DI ALLEGGERIMENTO DI SOLAI ESISTENTI IN C.A.	157
16.2	REALIZZAZIONE DIAFRAMMI DI PIANO	162
	VERIFICA DIAFRAMMA CORPO A +4.82 m.....	162



VERIFICA DIAFRAMMA CORPO C destra sottotetto.....	169
VERIFICA DIAFRAMMA CORPO C sinistra sottotetto	182
VERIFICA DIAFRAMMA CORPO D	190
VERIFICA DIAFRAMMA C.A.	197
16.3 SOLAIO EX-NOVO IN C.A. STRUTTURALE LEGGERO	200
16.4 INTERVENTO DI FONDAZIONE SU MICROPALI PER PARETI EX NOVO	203
16.5 PROGETTO FONDAZIONE GRUPPO ANTINCENDIO	226
17 CONCLUSIONI	238



1 PREMESSA

La Provincia di Ravenna ha in programma l'attuazione di un intervento mirato al miglioramento sismico presso il Polo Tecnico Professionale di Lugo sezione professionale "E. Stoppa". La presente relazione ha per oggetto il progetto definitivo-esecutivo degli interventi di miglioramento sismico delle strutture della SEZIONE PROFESSIONALE "E. STOPPA"- del Polo Tecnico Professionale di Lugo (RA), con sede in Via Baracca, 62, in accordo alle indicazioni normative vigenti, D.M. 17/01/2018.

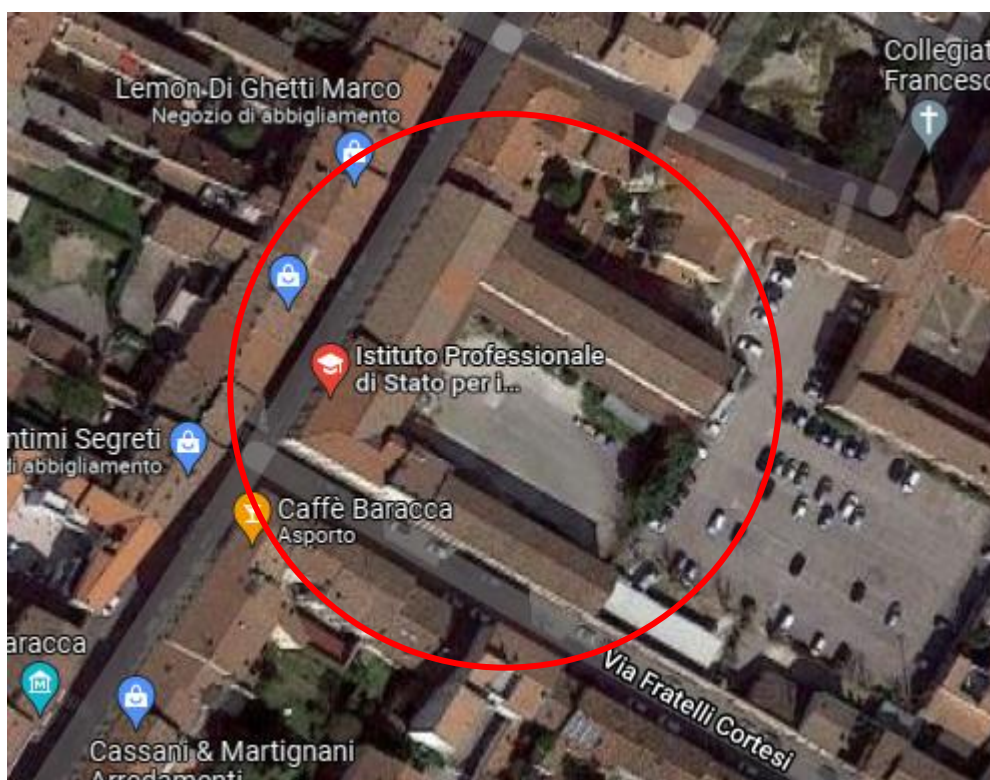


Figura 1 Localizzazione Istituto Professionale -Stoppa-

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento saranno estese a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché della struttura nel suo insieme. Per le costruzioni di classe III ad uso scolastico sottoposto a vincolo della Soprintendenza dei Beni Culturali, a seguito degli interventi di miglioramento, il valore dell'indicatore di rischio sismico deve essere non minore di 0.6.

2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento di miglioramento sismico delle strutture del Polo Tecnico Professionale di Lugo sezione professionale "E. Stoppa" è basato sull'analisi di vulnerabilità svolta nello stato di fatto dei diversi corpi dell'istituto scolastico. L'analisi di vulnerabilità ha evidenziato una serie di carenze strutturali sia in condizioni di carichi gravitazionali con riferimento allo SLU, come definito al par. 2.5.3 delle NTC 2018 che alle condizioni di carattere sismico.

I principali interventi attuati per la mitigazione delle carenze intrinseche sono di seguito elencate:



- Realizzazione di setti sismo resistenti nel corpo A per la direzione trasversale;
- Realizzazione di fondazione su micropali per i nuovi setti del corpo A;
- Realizzazione di diaframmi rigidi di piano a secco mediante inserimento di struttura reticolare in legno e cavi di acciaio all'intradosso dei soli esistenti;
- Realizzazione di diaframmi rigidi di piano mediante realizzazione di soletta in calcestruzzo strutturale alleggerito armato;
- Alleggerimento di solai "pesanti" esistenti in c.a. mediante demolizione e realizzazione di solai ex novo "leggero".
- Interventi di rinforzo locale di maschi murari e fasce con betoncino armato;
- Intervento di rinforzo locale di maschi murari e fasce mediante applicazione di fasce in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza;
- Intervento di chiusura di aperture mediante scuci e cucì;
- Interventi di scuci e cucì e ripristino murario per le fasce dei corpi D ed E, fasce visibilmente danneggiati nel suo stato di fatto;
- Intervento di allargamento della sezione resistente di maschi murari di piccole dimensioni mediante intervento di scuci e cucì.

Si prevede inoltre la realizzazione di una platea di fondazione ex novo per l'installazione del gruppo pompa e dei serbatoi del sistema antincendio.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto di miglioramento sismico nonché la valutazione della sicurezza statica del fabbricato, saranno condotte con riferimento al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/ 01/2018. In particolare, si farà riferimento al capitolo 8 della suddetta normativa, recante le prescrizioni in merito alla valutazione della sicurezza delle strutture esistenti. In data 11 febbraio 2019 è stata, altresì, pubblicata in Gazzetta Ufficiale la Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21/01/2019 n.7 che fornisce le istruzioni per l'applicazione del citato DM 17/01/2018.

Per tutte le indicazioni normative non esplicitamente contenute nei suddetti documenti, la presente attività di valutazione della sicurezza sismica e statica è stata condotta con riferimento a normative precedenti o europee di comprovata validità.

Nel seguito si riporta un elenco delle principali norme, che hanno costituito le linee guida della presente attività:

- D.M. 17.01.2018 del Ministero delle Infrastrutture: "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni";





- Circolare n.7 del 21/01/2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";
- D.M. 14.1.2008 del Ministero delle Infrastrutture: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare n.617 del 02.02.2009: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008";
- Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle Norme Tecniche sulle costruzioni (D.M. 14/01/2008)
- Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009 (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia de L'Aquila, 6 aprile 2009);
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni;
- D.P.C.M. del 21.10.2003: "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".
- Eurocodice 1: EN 1991 Azioni sulle strutture;
- Eurocodice 2: ENV 1992 Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- Eurocodice 6: UNI EN 1996 Progettazione delle strutture di murature;
- Eurocodice 8: EN 1998 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n.21745 del 30.7.1981: "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."
- D.M. 2.7.1981: "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia."
- Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34 della Regione Umbria: "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."
- Legge n.64 del 02/02/1974: "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- R. Decreto Legge 16 Novembre 1939- XVIII n.2229 (Suppl. Ord. Alla Gazzetta Ufficiale, n.92 del 18 aprile 1940) Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.

4

DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 – Folignano -





L'istituto sede della sezione professionale "E. Stoppa" del Polo Tecnico Professionale di Lugo sorge nel centro storico della città di Lugo. Il complesso ha un'estensione di circa 3700 mq ed è delimitato su due lati rispettivamente da via Baracca e via Manzoni. Sul lato di via Manzoni è presente un accesso carrabile al cortile interno mentre su via Baracca sono presenti gli accessi pedonali. Il complesso è costituito da 5 corpi di fabbrica, caratterizzati da epoca di realizzazione e morfologia differenti, lo sviluppo segue una pianta approssimativamente a "C", con corte interna.

L'edificio risulta vincolato in riferimento agli artt. 10, comma 1, e 12, comma 1, del D.Lgs. 22.01.2004 n. 42 ("Codice dei beni culturali e del paesaggio") e pervenuto alle competenze edilizie provinciali alla fine del secolo scorso a seguito della emanazione della legge n. 23/96 che ha trasferito alle Province la titolarità di tutte le scuole medie superiori.

Il "Corpo A" si sviluppa in adiacenza a via Matteotti partendo dall'accesso carrabile al cortile interno fino alla "torretta", disposta all'incirca all'incrocio con l'ala dell'edificio disposta su via Baracca. L'edificio è articolato in due piani con solai in latero cemento. La copertura è realizzata con capriate in legno, al di sotto delle quali è disposto un solaio con travetti prefabbricati e tavelle in laterizio. La realizzazione di indagini in situ ha evidenziato la presenza di elementi in c.a., cordolo di piano e telaio in c.a. in corrispondenza dell'ingresso carrabile, telaio in c.a. trasversale interno. La realizzazione degli elementi in cemento armato non è databile ma si ipotizza possa risalire all'epoca della realizzazione della sopraelevazione del secondo impalcato non presente nello stato originario del corpo.

Il "Corpo B" si sviluppa all'incrocio tra l'ala dell'edificio in adiacenza a via Matteotti e l'ala dell'edificio disposta su via Baracca. L'edificio è articolato in tre piani ed un sottotetto, con solai in latero cemento. La copertura è realizzata con travetti prefabbricati e tavelle in laterizio. Nel 2018 il corpo è stato oggetto di un importante intervento di ristrutturazione per l'inserimento del vano ascensore, realizzato in muratura portante tipo Poroton.

Il Corpo C è adibito ad uffici ed aule. La struttura del fabbricato in esame è realizzata in muratura portante e presenta una pianta rettangolare. Le pareti perimetrali sono sprovviste di catene e la copertura è realizzata con capriate in legno. L'epoca di edificazione del complesso non è nota. La porzione del corpo C all'angolo con via Cortesi presenta al suo interno un telaio in c.a. armato con sviluppo fino al piano di sottotetto, telaio che non è stato possibile datare.

Il Corpo D è articolato su due piani e presenta un locale palestra al piano terra e aule al primo piano. La struttura è realizzata in muratura portante e presenta una pianta rettangolare. La copertura è realizzata con capriate in legno e un soffitto camorcanna supportato da centinatura lignea.

Il Corpo E è relativo alla seconda palestra presente nel complesso scolastico. Il fabbricato in esame era in origine una chiesa facente parte dell'Istituto Salesiano Don Bosco. Entrambi i corpi D ed E sono realizzati in muratura con pianta rettangolare, tipica di una chiesa ad una navata affiancata all'oratorio su due livelli. Il corpo E presenta una copertura costituita da capriate in legno sulle quali poggiano superiormente gli arcarecci a sostegno del manto in tavelloni e tegole. Al di sotto delle capriate è presente un plafone in gesso e arelle a chiusura della zona sottostante. Nell'anno 2015, a seguito del distacco di una porzione del plafone in gesso, il corpo di fabbricato è stato oggetto di un intervento di recupero e consolidamento delle volte copertura. L'intervento si è articolato in due distinte lavorazioni: una mirata al consolidamento delle componenti non strutturali della volta dei corpi palestra eseguito con un ciclo operativo di



rinforzi, e l'altro mirato ad un intervento che ha coinvolto gli elementi strutturali verticali con l'inserimento di un reticolo di catene metalliche per il collegamento delle pareti murarie.



Figura 2 Individuazione dei corpi di fabbrica

5 RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

La caratterizzazione geologica di sito è basata su:

- indagini geologiche del sito condotte dal Dott. Geologo Saverio Tabanelli nell'ambito dei lavori per la realizzazione del vano ascensore i cui principali risultati sono riportati nel seguente capitolo;
- relazione geologica redatta dal Dott. Geologo Primo Falcioni, allegata alla presente documentazione e i cui principali risultati sono presentati nel presente capitolo.

5.1 GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA

L'area in oggetto si colloca alla quota di circa 12,5 m s.l.m. nell'ambito geomorfologico di piana alluvionale e mostra, nel complesso, una **superficie topografica pianeggiante**. Dal punto di vista litologico è caratterizzata nel primo sottosuolo da depositi alluvionali prevalentemente argillosi e limoso argillosi, generalmente mediamente consistenti, con intercalazioni limoso sabbiose in lenti con spessore ed estensione variabile. Tali depositi sono ascrivibili al Subsistema di Ravenna – Unità di Modena (AES8a) di età olocenica. Per quanto riguarda gli equilibri idrogeologici sotterranei, in conseguenza del fatto che l'area oggetto di studio si colloca nell'ambito geomorfologico di piana



alluvionale, in una zona a basso gradiente topografico, si deve registrare, come situazione normale, la **presenza di una falda idrica subsuperficiale in tutta l'area**. Inoltre, poiché il primo sottosuolo è costituito principalmente da alluvioni fini e poco permeabili, il livello della falda idrica sospesa risulta soggetto a rapide e sensibili variazioni in relazione alle precipitazioni meteoriche.

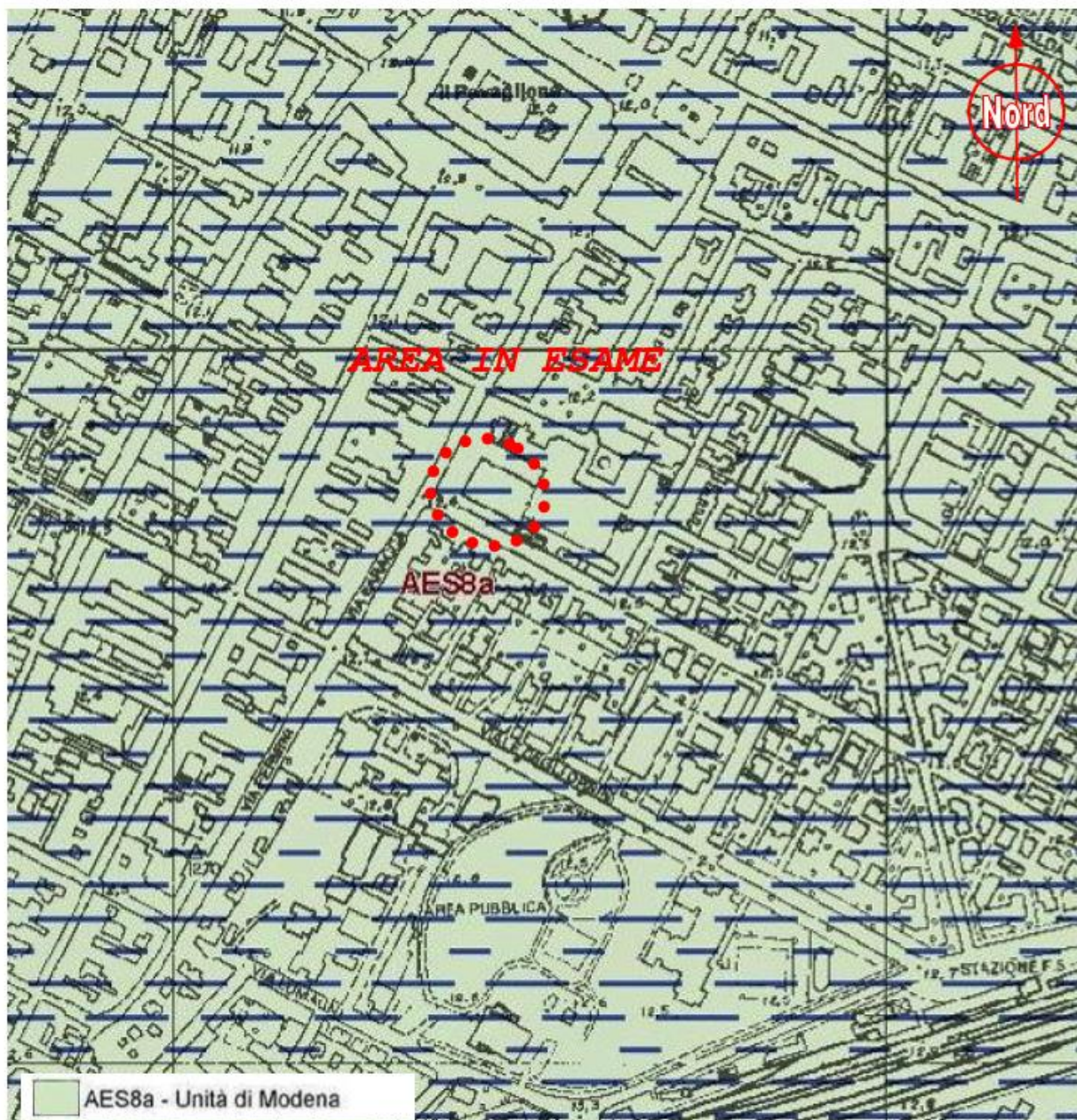


Figura 3 Carta geologica dell'area in scala 1:5.000 (stralcio della Carta Geologica della Regione Emilia Romagna in scala 1:10.000, fonte R.E.R.-S.G.S.S.)

5.2 INDAGINI IN SITO

Al fine di verificare la natura e le caratteristiche dei terreni in sito, in data 22/03/2010 è stata effettuata una prova penetrometrica statica con punta meccanica (CPT1), spinta fino a 15 metri di profondità da piano campagna, a cura



del Dott. Geol. Saverio Tabanelli di Faenza (RA). L'indagine è stata eseguita in corrispondenza del punto schematicamente indicato in Figura 4.



Figura 4 Individuazione prova CPT1



Figura 5 Realizzazione prova CPT 1



5.3 UNITA' LITOTECNICHE E DEFINIZIONE DELLA FALDA

Con riferimento ai risultati dell'indagine in sito realizzata e ai rilievi in campo, sono state individuate, limitatamente all'area in oggetto, n.4 unità litotecniche, riassunte graficamente in Figura.4. Il riconoscimento della litologia è stato effettuato attraverso l'interpretazione della prova penetrometrica statica in base all'abaco di Begemann.

- UNITÀ R (da p.c. a 1,4 m di profondità): terreni di riporto costituiti da laterizi e macerie in matrice sabbioso-limosa;
- UNITÀ A (da 1,4 a 3,8 m di profondità): argille limose da poco a mediamente consistenti, localmente con presenza di sostanza organica ($R_p = 0,5 \div 1,5$ Mpa);
- UNITÀ B (da 3,8 a 8,8 m di profondità): argille limose e limi argillosi generalmente di media consistenza ($R_p = 1,5 \div 2,5$ Mpa);
- UNITÀ C (da 8,8 a 15,0 m di profondità): argille limose e limi argillosi da mediamente consistenti a consistenti ($R_p = 2,0 \div 3,5$ Mpa), con lenti di spessore decimetrico di limi e limi sabbiosi con valori di $R_p = 4,0 \div 6,0$ Mpa.

All'interno del foro della CPT1 è stato possibile rilevare la presenza della falda freatica, rilevata alla profondità di 1,8 m da piano campagna.

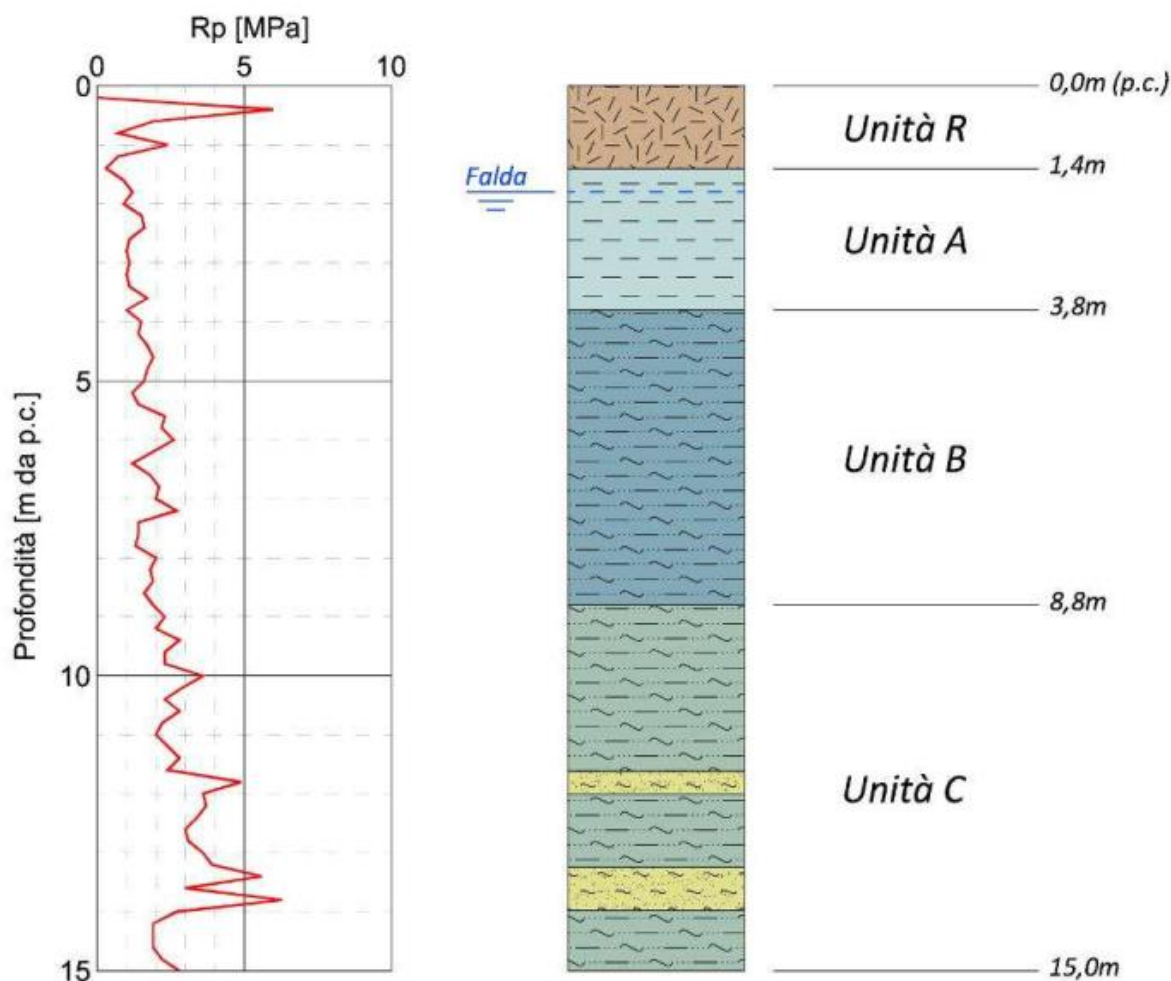


Figura 6 Stratigrafia di riferimento

La definizione dei parametri geotecnici medi per le unità litotecniche precedentemente descritte è stata effettuata attraverso correlazioni di comune utilizzo in campo geotecnico a partire dai valori di resistenza R_p misurati durante la prova penetrometrica statica. Laddove questa non sia risultata esaustiva, la stima dei parametri è stata eseguita in riferimento alla bibliografia tecnica disponibile e/o a dati acquisiti da pregresse esperienze su terreni analoghi.

Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici medi di riferimento per le unità litotecniche precedentemente individuate, con la seguente simbologia

γ Peso di volume del terreno;

c_u Coesione non drenata;

c' Coesione drenata;

ϕ' Angolo di resistenza al taglio di picco;

E' Modulo elastico di Young.



Nella presente caratterizzazione si è trascurata la presenza dell'unità più superficiale R (terreni di riporto); per tale unità, cautelativamente, possono essere assunti gli stessi parametri assunti per la sottostante unità A.

Unità	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]
A	18,0	40÷60	2÷4	20÷22	3÷5
B	18,5	70÷90	4÷7	22÷24	5÷8
C	18,5	100÷130	7÷10	24÷26	8÷11

Figura 7 Parametri geotecnici medi per le unità litotecniche individuate

5.4 VALUTAZIONI IN MERITO AL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

In terreni saturi sabbiosi sollecitati, in condizioni non drenate, da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni. In base ad D.M. 17/01/2018 par. 7.11.3.4.2, la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanza:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

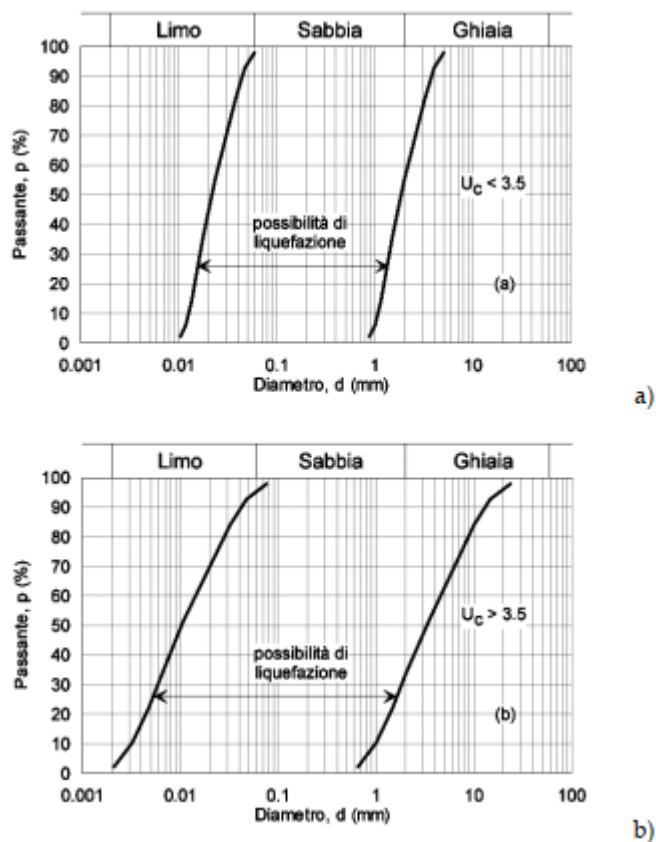


Figura 8 Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

In riferimento alla situazione stratigrafica del sito, che metteva in evidenza la presenza di terreni a granulometria fine immersi in acqua, durante la realizzazione del sondaggio a carotaggio continuo a 1.90m e 6.50m dal p.c. (terreni immersi in acqua) è stato prescritto il prelievo di n°2 campioni Indisturbati sui quali si è poi realizzata un'analisi granulometrica per verificare se le granulometrie di detti campioni rientrassero nel "range" dei terreni liquefacibili.



scala	P.P. I [daN/cm ²]	Vene Terzi [daN/cm ²]	Profondità	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	Campioni Rim.	S.P.T. (incap) p.c.	Falda	Pz. Norton
1.00					Limo sabbioso di colore marrone, con laterizi e ghiaia fino a -0.30 m					
1.9	0.50	1.60	1.90		Limo di colore marrone chiaro	1.90				
2.00			2.40		Campione indisturbato	C.I.1 2.40		2.40		
3.00	1.5	0.30			Limo di colore marrone chiaro, sabbioso da -3.40 m			1/3/3 2.85		
4.00	0.6		3.80							
5.00	2.4	0.80			Limo argilloso di colore grigio-azzurro fino a .5.50 m, poi grigio-marrone chiaro, con molluschi in posizione vitale a -4.50 m e con calcinelli					
6.00	2.7	0.70								
6.00	2.0	0.70	6.00		Campione indisturbato	6.00				
6.50			6.50		Argilla limosa di colore grigio-marrone chiaro, con calcinelli	C.I.2 6.50		6.50		
7.00			7.10					3/5/4 6.95		
8.00										
9.00	0.5									
10.00	2.2	0.50								
11.00	2.2	0.70			Alternanza, con variabilità decimetrica, tra limi sabbiosi di colore marrone chiaro, limi debolmente argillosi di colore grigio-marrone chiaro e sabbie fini debolmente limose di colore marrone. Solo da -9.70 a -10.50 m e da -12.80 a -13.30 m sono presenti dei livelli di limi debolmente argillosi di colore grigio, con sostanza organica di colore nero					
12.00										
13.00	1.1	0.30								
14.00	0.6									

Partendo dalla definizione macroscopica del materiale si ha:

- CI1 1.90 – 2.40m: Limo argilloso per la prima parte (1.90 - 2.05) che passa a sabbia con limo lievemente argilloso per la seconda parte (2.05 – 2.40);
- CI2 6.00 - 6.50m : Limo con sabbia argilloso.

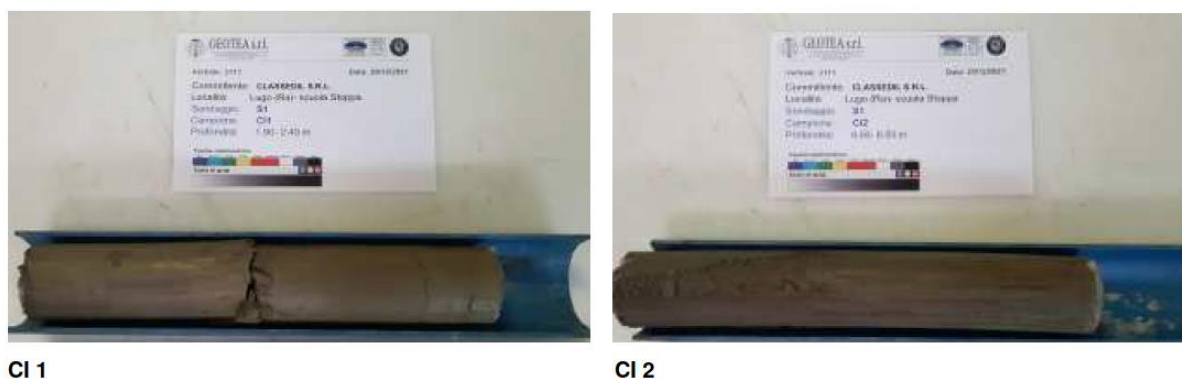


Figura 9 Provini indisturbati

La definizione delle curve granulometriche, ottenute dai due provini indisturbati, ha consentito di confrontare la curva dei prelievi con i fusi granulometrici previsti da norma per l'esclusione della verifica di liquefacibilità.

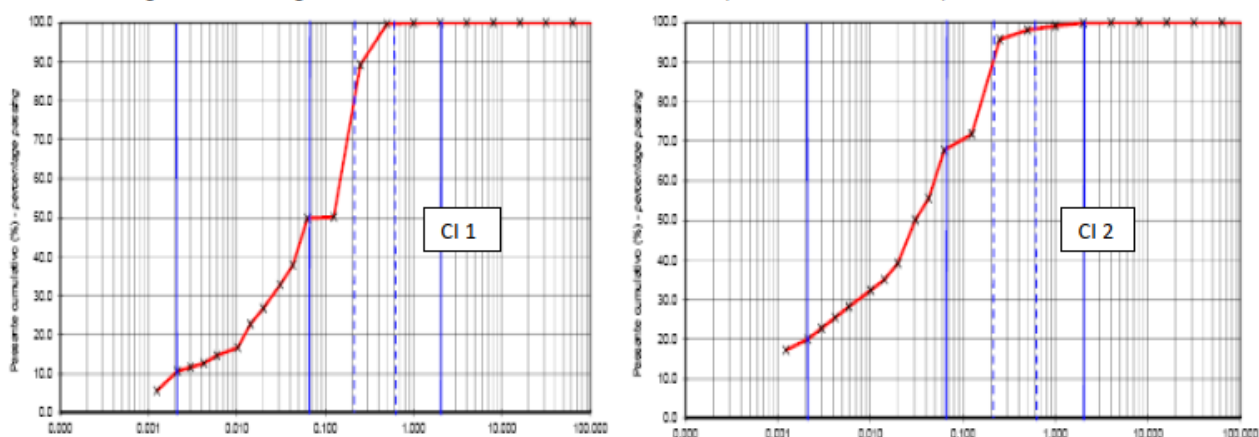


Figura 10 Individuazione curve granulometriche e confronto fusi liquefacibilità

Le curve granulometriche dei due campioni (CI 1, CI 2) non sono comprese nel "range granulometrico" dei terreni soggetti alla liquefazione. I due terreni, molto simili stratigraficamente, sono tendenzialmente a comportamento coesivo (limi e limi argillosi) e non sciolto (sabbie). La verifica a liquefazione è, dunque, omessa in quanto i terreni sono prevalentemente argilloso limosi pertanto non rientrano all'interno del fuso caratteristico. Per tale motivo le litologie indagate non rientrano tra quelle potenzialmente liquefacibili.

5.5 ELEMENTI DI SISMICITA' STORICA

Al fine di inquadrare dal punto di vista della sismicità storica l'area in esame, si riporta di seguito un breve riepilogo delle osservazioni macrosismiche di terremoti al di sopra della soglia del danno che hanno interessato storicamente il Comune di Lugo. Nello specifico, le informazioni riportate di seguito derivano dalla consultazione del DBMI04, il database macrosismico utilizzato per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI04, realizzato con il contributo parziale del progetto INGV-DPC S1.



Numero di eventi: 28								
Effetti	In occasione del terremoto del:							
Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Area epicentrale	Np	Ix Mw
4	1505	01	03	02		Bologna	31	7 5.47
NC	1570	11	17	19	10	Ferrara	60	8 5.48
8-9	1688	04	11	11	30	ROMAGNA	36	9 5.88
4	1873	03	12	20	04	Marche meridionali	196	9 5.88
2-3	1874	10	07			IMOLESE	60	7 4.99
4	1875	03	17	23	51	Romagna sud-orient.	143	8 5.74
2-3	1878	03	12	21	26	Bolognese	27	6 4.83
3	1887	09	30	15	52	FAENZA	11	6-7 4.83
4	1891	06	07	01	06	Valle d'Illyasi	403	9 5.71
NF	1897	12	18	07	24	Appennino umbro-march.	132	7-8 5.18
NF	1898	01	16	12	10	Romagna settent.	73	7 5.03
NF	1904	06	10	11	15	Frignano	96	7 5.08
NF	1904	11	17	05	02	PISTOIESE	204	7 5.18
6-7	1909	01	13	00	45	BASSA PADANA	799	6-7 5.53
4-5	1911	02	19	07	18	Romagna meridionale	185	7 5.38
5	1914	10	27	09	22	GARFAGNANA	618	7 5.79
5	1916	08	16	07	06	Alto Adriatico	256	8 5.92
4	1919	06	29	15	06	Mugello	267	9 6.18
4	1920	09	07	05	55	Garfagnana	638	10 6.48
2	1929	07	18	21	02	MUGELLO	56	7 5.07
3	1930	10	30	07	13	SENIGALLIA	263	8-9 5.94
4	1935	06	05	11	48	FAENTINO	27	6 5.34
4	1956	02	20	01	29	ARGENTIA	32	5-6 4.98
NF	1960	10	29	00	09	MUGELLO	37	7 4.93
2-3	1983	11	09	16	29	Parmense	835	7 5.10
2	1984	04	29	05	02	GUBBIO/VALFABBRICA	709	7 5.68
NF	1986	12	06	17	07	BONDENO	604	6 4.56
3	1989	09	13	21	53	PASUBIO	779	6-7 4.96

Figura 11 Storia sismica del Comune di Lugo

dove:

Is: Intensità al sito (MCS);

Np: Numero di osservazioni macrosismiche del terremoto;

Ix: Intensità massima (MCS);

Mw: Magnitudo momento.

MAGNITUDO DI RIFERIMENTO

Al fine di definire la Magnitudo (M) di riferimento, ci si è riferiti alla disaggregazione sismica del terremoto di progetto.

La disaggregazione della pericolosità sismica consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla



pericolosità di un sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M. Espresso in altri termini, il processo di disaggregazione in M-R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento, di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio, che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso. Per il terremoto di progetto, l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) fornisce tali valori e anche i valori medi. In Figura 12 è riportata la disaggregazione del valore di ag con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

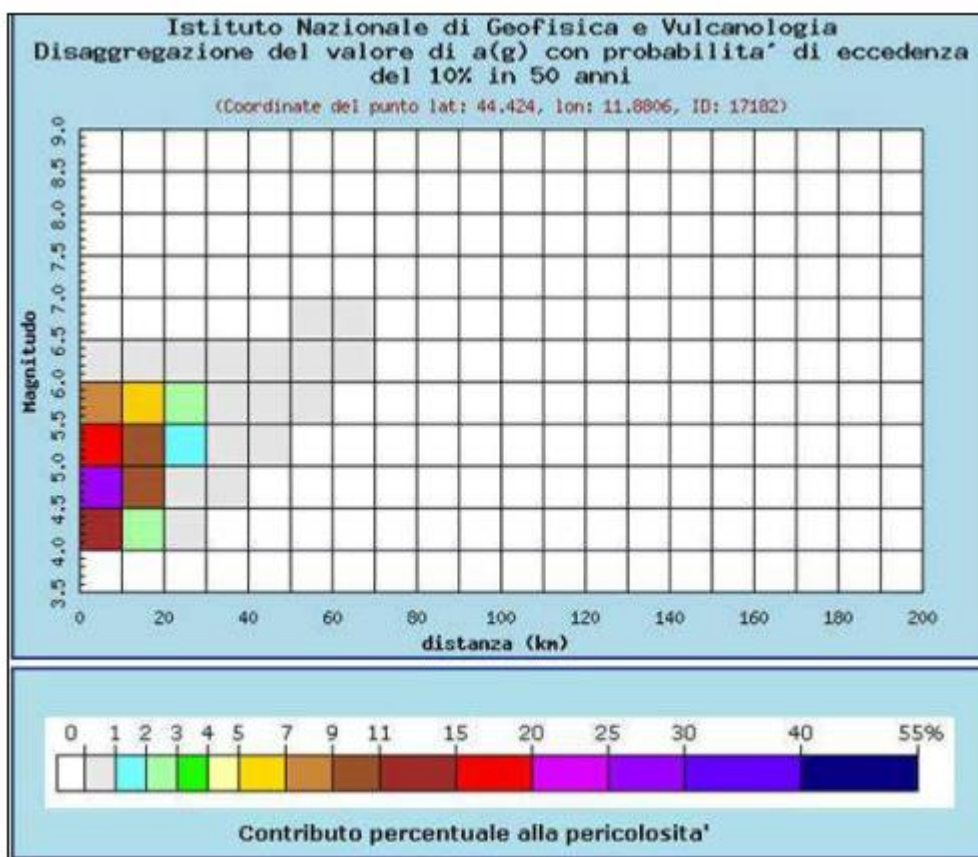


Figura 12 disaggregazione del terremoto di progetto (da <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>)

Dall'esame di tali grafici risulta che il contributo percentuale massimo alla pericolosità è fornito da terremoti con magnitudo inferiore a 5,0 (terremoto di scenario). I valori medi sono invece caratterizzati da una magnitudo **M=4,99** e da una distanza **R=9,02 km**.

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.990	9.020	0.982

Figura 13 valori medi del terremoto di progetto (da <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>)



6 APPROCCIO PROGETTUALE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DI EDIFICI ESISTENTI

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali. La **valutazione della sicurezza**, argomentata con apposita relazione, **deve permettere di stabilire se:**

- **l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;**
- **l'uso debba essere modificato** (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- **sia necessario aumentare la sicurezza strutturale**, mediante interventi.

Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4 del D.M. 2018, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso.

La **valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU**, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6 del D.M. 2018; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti. **Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC)**, secondo quanto specificato al § 7.3.6 del D.M. 2018. Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche **il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζE tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione**; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5 del D.M. 2018) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale atteso, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte. A tal fine la normativa vigente definisce delle specifiche fasi per l'attività di conoscenza della struttura che possa guidare il progettista nella definizione di un livello di sicurezza coerente con le reali condizioni della struttura nel suo stato di fatto:





- ANALISI STORICO-CRITICA;
- RILIEVO;
- CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI;
- LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA;
- AZIONI

6.1 ANALISI STORICO CRITICA

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata. Il Polo Tecnico Professionale di Lugo sezione professionale "E. Stoppa" è ospitato da un raggruppamento di edifici, risalenti ad epoca di realizzazione differente, con tipologie strutturali simili e forti disomogeneità con riferimento all'altezza media dei singoli corpi di fabbrica. L'unità strutturale (US) così individuata ha richiesto un importante lavoro di ricostruzione storica dello stabile e delle lavorazioni che si sono susseguite nel tempo oltre che un'accurata campagna di indagini volta a caratterizzare fisicamente gli elementi strutturali delle singole porzioni. L'analisi storico-critica dell'Istituto è stata condotta prendendo a riferimento la documentazione di carattere narrativo e tecnico che è stata possibile recuperare mediante consultazione di archivi o della documentazione messa a disposizione dell'amministrazione.

Nel seguito si riporta un elenco schematico dei principali documenti consultati:

- RELAZIONE ILLUSTRATIVA con cenni storici relativa al Parere della Soprintendenza Archeologia, Belle Arti, e Paesaggio nell'ambito dei Lavori di Adeguamento alla Normativa Antincendio del Polo Tecnico Professionale di Lugo – Sezione Professionale "E. Stoppa, via F. Baracca, 62 – Lugo (RA) -Arch. Giovanna Garzanti-20/08/2021;
- RELAZIONE ILLUSTRATIVA nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica degli Interventi di Miglioramento Sismico Presso il Polo Tecnico Professionale di Lugo Sezione Professionale "E. Stoppa" di via Francesco Baracca, 62- Lugo (RA) Allegati A, B1, B2, B3, B4, B5, C, D1, D2.
- Tavole grafiche relative alla Progettazione e Costruzione del Liceo Classico- Archivio del Comune di Lugo – 1977-
- RELAZIONE ILLUSTRATIVA e relativi allegati prodotti nell'ambito dell'intervento di urgenza disposto ai sensi dell'art. 175 del d.p.r. 05/10/2010 n. 207 per la messa in sicurezza - risanamento e bonifica dei soffitti e consolidamento delle volte del corpo palestre – dell'istituto professionale di stato servizi commerciali e turistici "E. Stoppa" di Lugo, via Baracca, 62 -2° stralcio – consolidamento delle volte del corpo palestre - progetto preliminare – definitivo – esecutivo -ENSER s.r.l.- 2014;



- RELAZIONE GENERALE e relativi allegati prodotti nell'ambito dei Lavori di Adeguamento normativo per il superamento delle Barriere Architettoniche della sede dell'IPS "E.Stoppa" di Lugo, via F.Baracca n.62- Progetto Esecutivo- 2016.

Da un punto di vista storico, l'edificio di Via Baracca è composto, come già accennato, da diversi corpi di fabbrica costruiti presumibilmente nella prima metà del '900, anche se è ipotizzabile datare alcune sue parti alla seconda metà dell'Ottocento. Da una ricerca presso l'archivio comunale di Lugo risulta che nell'agosto del **1908 viene presentata richiesta per la realizzazione di un piccolo fabbricato, ad un piano, sul fronte di via F.Ili Cortesi**, adibito a laboratori per l'Istituto Salesiano, mentre nel luglio del **1932 si comunica la necessità di effettuare opere di pulitura e sistemazione della facciata del fabbricato posto su via F. Baracca**. Tale facciata corrisponde solo in parte all'attuale fronte che si estende per un più ampio tratto su via F. Baracca. **La testata d'angolo fra via F.Ili Cortesi e via F. Baracca, di un piano più alta rispetto al corpo già esistente e comprendente il corpo "torretta" e l'ingresso principale risulta pertanto edificata tra gli anni '30 e '60, contestualmente alla sopraelevazione di un piano del prospetto su via F.Ili Cortesi.**

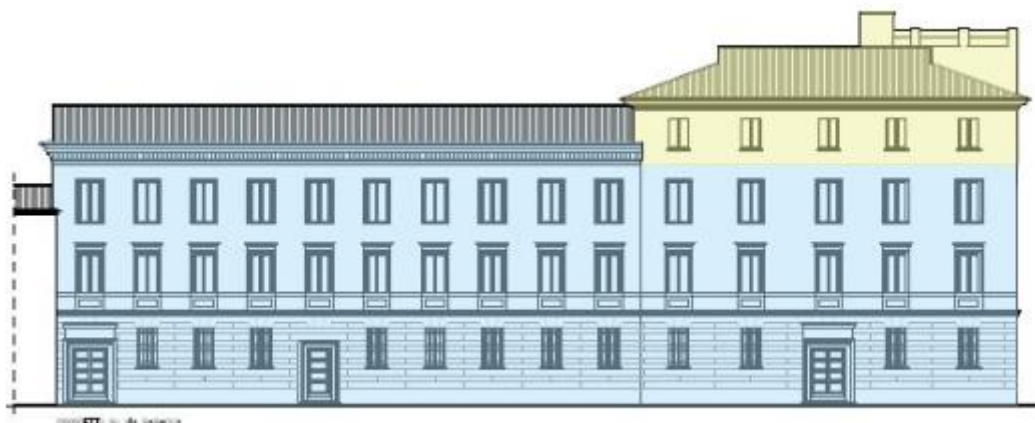


Figura 14 Prospetto via Baracca, individuazione corpo originario e successiva sopraelevazione

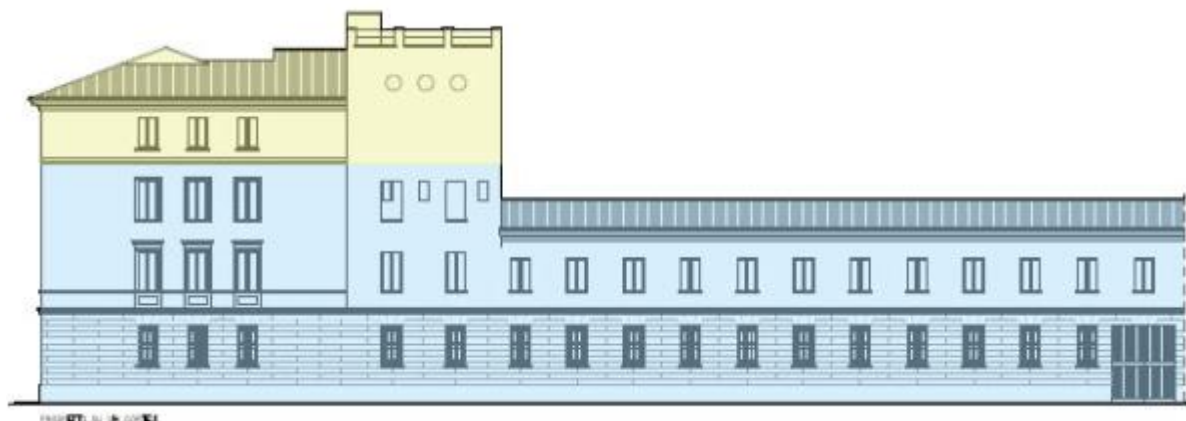


Figura 15 Prospetto su via Cortesi, individuazione corpo originario e successiva sopraelevazione



Si riportano alcuni brani tratti da una breve testimonianza di Bruno Rinaldi che frequentò l'istituto da bambino (1930/1933) in quanto orfano di padre, testimone conosciuto a Lugo dapprima come maestro elementare e successivamente come direttore didattico della scuola elementare "Gardenghi" di via Tellarini (oggi IPSIA Manfredi) fino al collocamento in pensione: *"L'edificio, com'è attualmente, risale al secondo dopoguerra. Tuttavia i portici c'erano anche prima. Il lato di via Fratelli Cortesi era occupato dai laboratori di falegnameria ed ebanisteria. Però c'era solamente il piano terra, con ambienti molto alti, tipo capannone I Salesiani incamerarono i beni della marchesa Spreti, deceduta nel 1915 I "figli di S. Giovanni Bosco", per riconoscenza, il 24 agosto 1939 posero una lapide nell'atrio dell'istituto, di quella lapide, però, si sono perse le tracce. Ai miei tempi eravamo circa duecento collegiali. Dormivamo in camerate che si trovavano tra via Baracca e la chiesa (oggi non più esistente, al suo posto c'è una palestra) L'edificio che dà su via Baracca era così utilizzato: all'ultimo piano c'erano i cameroni-dormitorio; il piano sottostante era adibito a sale di studio, mentre al piano terra c'erano i refettori dei superiori e dei convittori. Sempre al piano terra c'erano anche le cucine. Ad ogni modo, il complesso che oggi vediamo è molto più grande rispetto ai miei tempi. Settant'anni fa, era certamente più piccolo."*

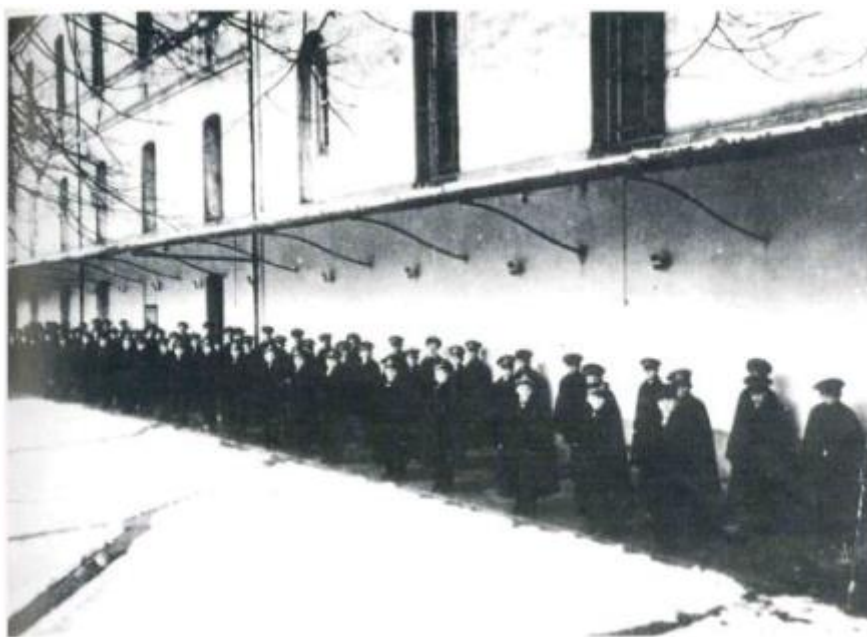


Figura 16 "Adunata" di convittori in un inverno degli anni '30. Alle spalle le attuali palestre (Proprietà: Giuseppe Campoli)



La foto in Figura 16 mostra la **presenza di un portico**, con probabile struttura in acciaio, **presente già negli anni '30**.



Figura 17 Portico anno 2021

L'attuale portico con pilastri in c.a. e solaio latero-cementizio è databile nell'epoca tra gli anni '30 e i '50 così come è possibile evincere da alcuni dettagli costruttivi della normativa d'epoca riscontrati in sito.

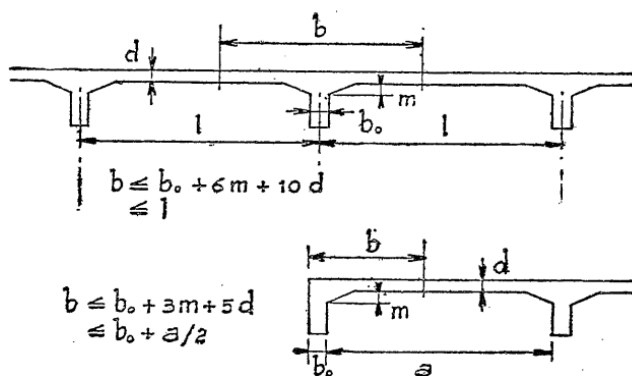


Fig. 5.

Figura 18 Regio Decreto Legge 16 Novembre 1939: Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato: dettagli costruttivi



Nel 1962 l'immobile è stato oggetto di interventi di ristrutturazione per ospitare il Liceo Classico "F.Trisi" mentre negli anni '90 ulteriori interventi di ristrutturazione sono stati realizzati per la sistemazione dei servizi igienici, degli infissi esterni e sono state inoltre realizzate le due scale metalliche esterne. Nel 2014 a seguito di evidente degrado delle volte di controsoffitto dei locali palestre (Corpo D e corpo E) sono stati realizzati alcuni lavori in urgenza con inserimento di catene metalliche e rinforzo estradossale delle volte. Nel 2015 nell'ambito di un progetto per il superamento delle barriere architettoniche, l'istituto scolastico è stato dotato di ascensore, con installazione di un vano ex-novo in muratura di poroton in corrispondenza del corpo B.

6.2 RILIEVO

Il rilievo materico costruttivo deve permettere di individuare completamente l'organismo resistente dell'edificio in oggetto. Particolare attenzione dovrà essere rivolta alla valutazione della qualità e dello stato di conservazione dei materiali degli elementi costitutivi. Le attività di rilievo sono volte alla definizione della geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza e alla determinazione di eventuali modificazioni intervenute nel tempo, così come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo effettuato sulle strutture dell'US ospitante il Polo Tecnico Professionale di Lugo sezione professionale "E. Stoppa" è stato volto in particolare all'esame dei seguenti elementi caratterizzanti i dettagli costruttivi di un fabbricato:

- Individuazione del sistema portante principale per carichi verticali e per azioni di tipo sismico (orizzontali);
- Individuazione della tipologia muraria prevalente per gli elementi portanti e di eventuali carenze materiche, strutturali o dissesti (quadro fessurativo);
- Qualità del sistema di collegamento dei cantonali (ammorsamenti);
- Qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti con rilievo della presenza di eventuali cordoli di piano;
- Tipologia orizzontamenti;
- Tipologia ed efficienza degli architravi presenti sulle aperture;
- Presenza di elementi spingenti (archi, volte, coperture);
- Presenza di elementi anche con strutturali ad elevata vulnerabilità.

Nel rilievo si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento.

Indagini limitate: sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte.





Indagini estese: i rilievi e le indagini in-situ indicati al punto precedente, sono accompagnati da saggi più estesi e diffusi così da ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali e costruttive e una aderenza delle indicazioni fedele alla reale varietà della costruzione.

Indagini esaustive: oltre a quanto indicato al punto precedente, le indagini sono estese in modo sistematico con il ricorso a saggi che consentano al tecnico di formarsi un'opinione chiara sulla morfologia e qualità delle murature, sul rispetto della regola dell'arte nella disposizione dei materiali, sia in superficie che nello spessore murario, sull'efficacia dell'ammorsamento tra le pareti e dei dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte, oltre che sulle caratteristiche degli appoggi degli elementi orizzontali.

In data 25/08/2021 è stato effettuato un **rilievo completo delle strutture** e del **quadro fessurativo** dell'US dell'Istituto "E. Stoppa", al fine di individuare eventuali variazioni rispetto alle tavole architettoniche inizialmente messe a disposizione dall'amministrazione. Il sopralluogo e l'attività di rilievo sono stati fondamentali per l'individuazione di alcune peculiarità strutturali del complesso scolastico, non evincibili dalla documentazione inizialmente esaminata.

Sulla base della qualità e degli approfondimenti condotti durante le operazioni di rilievo si ritiene di aver condotto una campagna con **INDAGINI ESAUSTIVE**.

CORPO A

In occasione del sopralluogo, sono stati individuati una serie di elementi in cemento armato, non evincibili dai disegni architettonici, né menzionati nel documento *"Relazione Tecnico Illustrativa – Corpo A" della Valutazione di vulnerabilità sismica del Progetto di fattibilità tecnica ed economica*.

La relazione di vulnerabilità sismica del Progetto di Fattibilità escludeva la presenza di cordoli di piano, riscontrati in invece in sito. Sempre in corrispondenza del corpo A è stato individuato un telaio in c.a. con sviluppo sui due piani del corpo. Si ipotizza la presenza di un cordolo di piano anche in corrispondenza della sommità del corpo.





Figura 19 Cordolo di piano Corpo A primo impalcato



Figura 20 Pilastri snelli in muratura corpo A

La struttura portante principale è costituita da muratura di mattoni pieni e malta di calce con una buona organizzazione nella direzione longitudinale del corpo. La direzione trasversale risulta invece carente di un idoneo sistema sismo-resistente. Si individua la presenza di una serie di pareti con spessore murari ≤ 10 cm, considerabili come elementi di partizione e una sola parete in mattoni pieni con spessore 25 cm. I solai sono di tipo latero-cementizio con orditura parallela alla direzione trasversale. La copertura è costituita da capriate lignee con manto di tegole ed è presente un solaio di sottotetto in latero-cemento non praticabile se non per operazioni di manutenzione. Il corpo non presenta segni evidenti di dissesto a parte per la presenza di una doppia lesione simmetrica a circa metà del fabbricato (prospetto corte interna e prospetto via Cortesi) in corrispondenza di un pilastro in c.a. di circa 40 cm di larghezza. La lesione verticale si estende per tutta l'altezza del fabbricato, lesionando anche il cornicione sommitale.



Figura 21 Corpo A: lesione verticale su prospetto cortile interno in corrispondenza di pilastro in c.a.



Figura 22 Corpo A: lesione verticale su prospetto via Cortesi in corrispondenza di pilastro in c.a.

Corpo B



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 – Folignano -





Il corpo B è denominato "Torretta" per via della sua altezza. Dall'analisi storico-critica si può ipotizzare la realizzazione di un primo fabbricato con altezza di circa 14.0m successivamente sopraelevato fino ad un'altezza attuale di circa 19.6 m. La struttura portante del fabbricato è in muratura di mattoni pieni e malta di calce per tutta l'elevazione. I solai sono di tipo latero-cemento. La campagna di indagini condotta dalla Classedil s.r.l. come da rapporto di prova RdP2021107-A_Rev.1 del 07/02/2022, allegato alla presente relazione, ha evidenziato per il corpo la presenza di cordoli di piano in c.a.. La copertura è di tipo piano con solaio latero-cementizio poggiante su due travi in c.a. postume. Il corpo è stato oggetto di un importante lavoro di ristrutturazione per l'inserimento di un vano ascensore con struttura portante in poroton. Il vano scala su via Cortesi, con soletta rampante in c.a., definisce il passaggio dal Corpo B all'adiacente corpo C. Durante il sopralluogo non sono stati evidenziati quadri fessurativi rilevanti.

Corpo C

Il corpo C si estende su via Baracca ed è costituito da un corpo di altezza 14.0 m originario e un corpo di circa 17.7 m in direzione via Cortesi, che è stato oggetto in passato di sopraelevazione. Quest'ultima porzione di fabbricato presenta al suo interno un telaio in c.a. postumo, di difficile datazione, che costituisce l'elemento portante interno di tutti gli impalcati fino al tetto, in direzione longitudinale al corpo. I solai sono latero-cementizi con sottotetto non praticabile se non per operazioni di manutenzione e copertura in latero-cemento su timpani realizzati con muratura di mattoni forati di bassa qualità posati su travi di piano in c.a.. La restante porzione del fabbricato anch'essa in muratura di mattoni pieni e malta di calce è costituita da solai orditi in direzione trasversale al corpo con luci che arrivano anche agli 8 m. I solai in latero cemento hanno una stratigrafia variabile. Si segnala la presenza del solaio del piano di calpestio del secondo impalcato costituito da travetti di altezza 24 cm, soletta di 17 cm e massetto da 9 cm. Il solaio presenta dunque un peso permanente rilevante. La campagna di indagini integrative condotta dalla Classedil s.r.l. come da rapporto di prova RdP2021107-A_Rev.1 del 07/02/2022, allegato alla presente relazione, ha evidenziato una stratigrafia costituita da uno spessore complessivo del solaio di circa 47 cm anche per il solaio di calpestio del piano primo, solaio con luce da 8 m. La coesistenza di questi due solai caratterizzati da un peso proprio elevato costituisce un elemento di vulnerabilità nei confronti della statica del corpo. La copertura del corpo è costituita da capriate in legno con controsoffitto non strutturale leggero. La facciata su via Baracca presenta un'alternanza regolare di aperture con fasce di piano con altezza esigua. Il rilievo non ha consentito di individuare un quadro fessurativo rilevante per il corpo.

Corpo D

Il corpo D è costituito da un impalcato in elevazione con travetti portanti in acciaio e laterizi, con orditura in direzione trasversale, posto ad una quota di circa 7.3 m dal piano campagna. Il sottotetto è costituito da una volta in camorcanna e la copertura è a capriate in legno. La muratura portante è in mattoni pieni e malta di calce. Il corpo presenta due allineamenti murari sufficientemente regolari in direzione longitudinale mentre in direzione trasversale le pareti considerabili sismo-resistenti sono posti ad una distanza di circa 16.6 m. Il rilievo ha evidenziato una serie di importanti lesioni delle fasce murarie con fessure di carattere principalmente statico. Sono stati riscontrati anche



importanti lesioni del controsoffitto in camorcanna, già oggetto di consolidamento. Non è stato possibile definire se le lesioni sono precedenti o successive all'intervento di consolidamento. Sono presenti catene metalliche.

Corpo E

Il corpo E, ex Chiesa dei Salesiani, riporta la consueta configurazione geometrica di una chiesa a navata unica con assenza di solai intermedi e presente di un controsoffitto con volta a padiglione in gesso (plafone). La copertura è a capriate in legno. La struttura portante è costituita da muratura in mattoni pieni e malta di calce con distribuzione sufficientemente regolare in direzione longitudinale mentre risulta carente la struttura sismo resistente in direzione trasversale.

6.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

In accordo alle prescrizioni del par. 8.5.3. delle NTC 2018, per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. **La scelta del numero, della tipologia e della localizzazione delle prove da effettuare dovrà tenere conto dell'effettivo impatto sullo stato di conservazione del fabbricato.** I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e *l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.* La misura diretta delle caratteristiche meccaniche della muratura avviene mediante l'esecuzione di prove in-situ su porzioni di muratura, o di prove in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in-situ, ove questo sia possibile; le prove possono essere di compressione e di taglio, scelte in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi; le modalità di prova e la relativa interpretazione dei risultati devono seguire procedure di riconosciuta validità. Ulteriori informazioni si possono desumere da metodi di prova non distruttivi, utili anche ad estendere all'intero edificio i risultati ottenuti a livello locale con prove distruttive o mediamente distruttive. La tabella C8.5.I della Circolare n.7 del 2019 riporta, per il comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti, indicazioni, non vincolanti, sui possibili valori dei parametri meccanici, identificati attraverso il rilievo degli aspetti costruttivi (§C8.5.2.1) e relativi, con l'eccezione dell'ultima riga, a precise condizioni: malta di calce di modeste caratteristiche (resistenza media a compressione fm stimabile tra 0,7 e 1,5 N/mm²), assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte, muratura non consolidata. Ai soli fini della verifica sismica, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione fm stimabile inferiore a 0,7 N/mm²) ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici. I parametri indicati in tabella sono principalmente finalizzati alle verifiche nei riguardi delle azioni



sismiche. La resistenza a compressione è utilizzata anche per le verifiche nei riguardi delle azioni non sismiche, a patto di considerare anche l'eventuale possibilità di fenomeni di instabilità locale, associati ad un insufficiente collegamento tra i paramenti. Le strutture portanti dell'Istituto "E. STOPPA" - del Polo Tecnico Professionale di Lugo sono costituite da **mattoni pieni e malta di calce** e per i corrispondenti parametri di deformabilità e di resistenza si farà riferimento ai valori riportanti in Tabella C8.5.I della Circolare n.7 /2019.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,0-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	880-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,2	0,05-0,12	0,12-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Figura 23 Tabella C8.5.I della Circolare n.7/2019

In presenza di murature consolidate o nel caso in cui si debba progettare un intervento di rinforzo, è possibile incrementare i valori ottenuti dalla Tabella C8.5.I applicando gli ulteriori coefficienti indicati in Tabella C8.5.II, in base alle tecniche di consolidamento previste, secondo le modalità di seguito illustrate



Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,25}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Figura 24 Tabella C8.5.II della Circola n.7/2019- Fattori correttivi

Consolidamento con iniezioni di miscele leganti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza (f , τ_0 e f_v0), sia dei moduli elastici (E e G); i benefici conseguibili dipendono in modo sensibile dalla qualità originaria della malta, risultando tanto maggiori quanto più questa è scadente. È bene ricordare che gli effettivi benefici delle iniezioni sono funzione della reale possibilità delle malte iniettate di riempire lacune esistenti nella trama muraria e di aderire ai materiali esistenti; in ogni caso, è raccomandabile l'esecuzione di saggi, preventivi e di verifica, per valutare i risultati effettivamente conseguiti.

Consolidamento con intonaco armato

L'effetto di questa tipologia di consolidamento può essere stimato attraverso opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici. In assenza di queste è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza (f , τ_0 e f_v0), sia dei moduli elastici (E e G). In tal caso non si applicano i coefficienti relativi alla connessione trasversale della muratura non consolidata e alla ristilatura armata. Si rileva che il consolidamento con intonaco armato non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzato su un solo paramento. Nell'adozione degli eventuali coefficienti migliorativi si deve tenere conto delle caratteristiche delle malte utilizzate (cementizie o a calce) e delle armature (metalliche o in fibra). Infine, si segnala la necessità di una preventiva verifica che il paramento non evidenzii un'eccessiva disgregazione o presenza di



vuoti, tale da rendere inefficace l'accoppiamento con l'intonaco armato; in questi casi è opportuno accoppiare l'intervento con iniezioni.

Consolidamento con diatoni artificiali o tirantini antiespulsivi

Nel caso dell'inserimento di diatoni artificiali dotati di una significativa rigidezza a taglio e sufficientemente diffusi, si può applicare a tutti i parametri di resistenza il coefficiente indicato per le murature originariamente dotate di una buona connessione trasversale; gli elementi di connessione a trazione (tirantini) hanno un effetto significativo solo per la resistenza a compressione (f).

Consolidamento con ristilatura armata e connessione dei paramenti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza (f, FF0e fv0), sia dei moduli elastici (E , G), in quest'ultimo caso in misura ridotta del 50%. Questa tecnica (con i relativi coefficienti migliorativi) può essere applicata anche sostituendo, su uno dei paramenti, la ristilatura armata con un intonaco armato di limitato spessore, realizzato con malta a base calce, purché siano posti in opera gli elementi di connessione trasversale. I valori sopra indicati in tabella per il consolidamento delle murature devono essere considerati essenzialmente un riferimento, in assenza di specifiche valutazioni sui valori da adottare per il caso in esame; nel caso di tecniche diverse da quelle indicate nella tabella, i valori riportati costituiscono un utile riferimento. Nel caso di uso combinato di diverse tecniche di consolidamento, i coefficienti possono essere applicati in forma moltiplicativa; il valore del coefficiente complessivo non può superare il coefficiente massimo indicato nell'ultima colonna della tabella.

Anche con riferimento alla caratterizzazione meccanica dei materiali, la norma individua, in relazione al grado di approfondimento delle prove, tre livelli di prova.

Prove limitate: Si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l'edificio; in particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, è possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria.

Prove estese: Si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. È inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità.



Prove esaustive: In aggiunta alle richieste della categoria precedente, si prevedono prove dirette sui materiali per determinarne i parametri meccanici. Il progettista ne stabilisce tipologia e quantità in base alle esigenze di conoscenza della struttura. Le prove devono essere eseguite o in situ o in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ; esse possono comprendere, se significative: prove di compressione (ad esempio: su pannelli o tramite martinetti piatti doppi); prove di taglio (ad esempio: compressione e taglio, compressione diagonale, taglio diretto sul giunto), selezionate in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi. Le prove devono essere eseguite su tutte le tipologie murarie o comunque su quelle relative agli elementi che, dall'analisi di sensibilità basata sui dati preliminari (§ C8.5), sono risultati significativi per la valutazione della sicurezza. I valori per le verifiche saranno ottenuti, a partire dai valori medi presenti nella Tabella C8.5.I, utilizzando misure sperimentali dirette sull'edificio, tenendo conto dell'attendibilità del metodo di prova. In sostituzione, possono essere considerati i risultati di prove eseguite su altre costruzioni della stessa zona, in presenza di chiara e comprovata corrispondenza tipologica per materiali e morfologia.

6.4 CAMPAGNA DI INDAGINE

Le **indagini effettuate a cura della Classedil s.r.l.** relative al rapporto di prova RdP2021056-A_Rev.1 del 23/09/2021 consistono in:

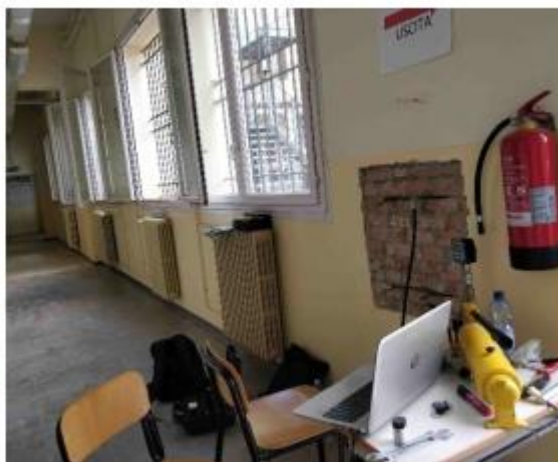
- **Indagini visive** su murature mediante saggi per l'individuazione della tipologia muraria e del grado di ammassamento dei cantonali;
- Stima delle caratteristiche di deformabilità e della resistenza di rottura di muratura portante mediante test semi distruttivo con **martinetti piatti doppi**;
- Stima della resistenza a compressione della malta mediante **prove penetrometriche**;
- Stima della resistenza a taglio dei giunti di malta mediante **prova di taglio diretto** (shove test).

Si riportano alcune immagini della campagna di indagini condotta, per i risultati completi si rimanda al documento allegato RdP2021056-A_Rev.1 del 23/09/2021.

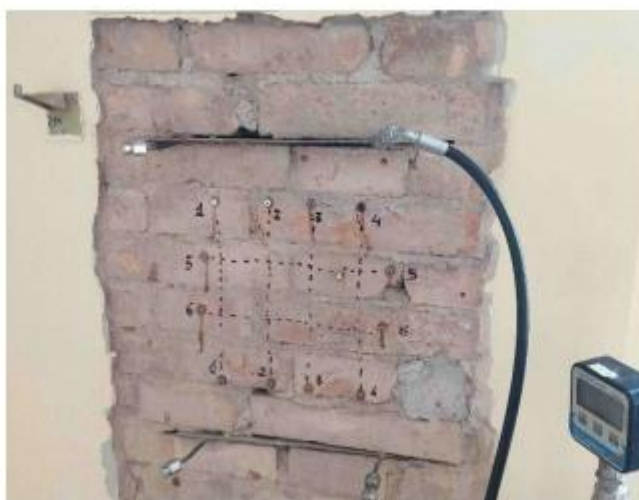




Figura 25 Rilievo ammorsamenti



M.A.1 – Configurazione di prova e posizionamento prova



M.B.1 – Configurazione di prova e posizionamento prova

Figura 26 Martinetti piatti doppi



Figura 27 Prova di taglio diretto del giunto di malta: Shove test





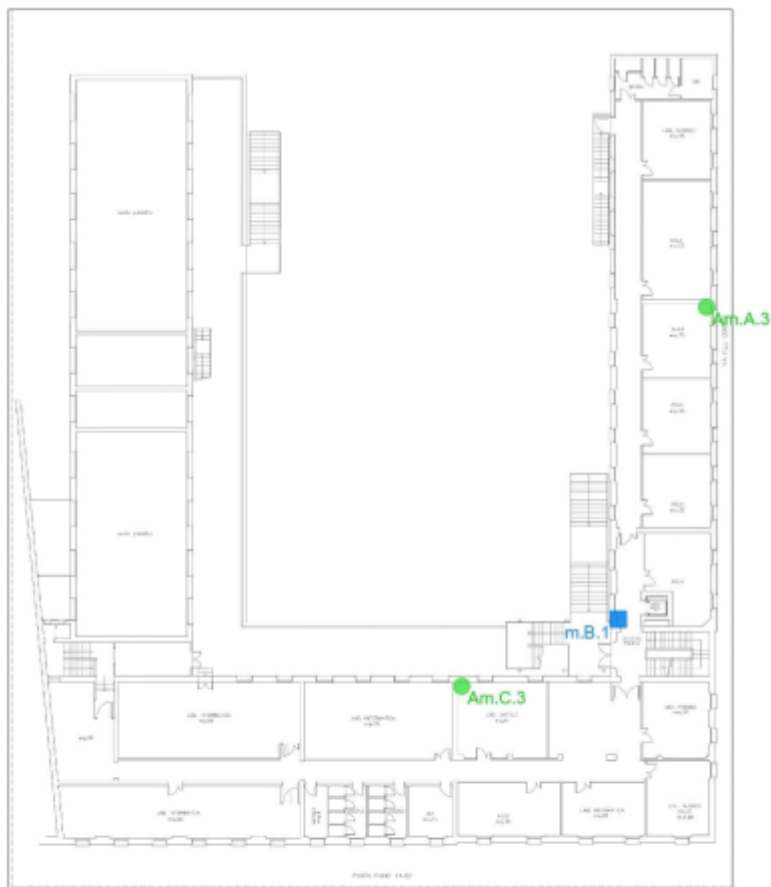
Figura 28 Prova di penetrazione malta



Pianta Piano Terra

Legenda	
●	Am: Indagine visiva (rilievo ammorsamento)
■	m: Martinetto piatto
□	p: Prova penetrazione malta
▬	Sh: Shove test

Posizionamento prove piano terra.



Pianta Piano Primo

Legenda

- Am: Indagine visiva (rilievo ammorsamento)
- m: Martinetto piatto

Posizionamento prove piano primo.



Pianta Piano Secondo

Legenda

- Am: Indagine visiva (rilievo ammorsamento)
- Sh: Shove test

Posizionamento prove piano secondo.

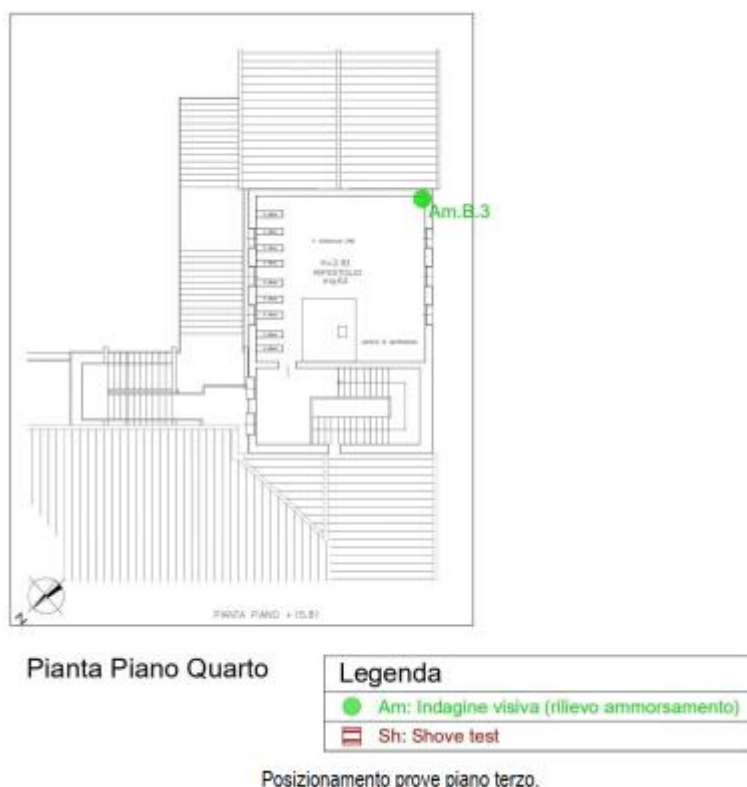


Pianta Piano Terzo

Legenda

 p: Prova penetrazione malta

Posizionamento prove piano terzo.



I risultati della su citata campagna di indagine sono stati integrati con le informazioni dedotte dalla **campagna di indagine condotta dalla Expin s.r.l.**, di cui al rapporto di prova RT-ID del 28/06/2021. Le indagini condotte sono di seguito riassunte:

- Prove di carico su solai esistenti;
- Indagini endoscopiche per l'individuazione della stratigrafia dei solai esistenti;
- Prova di durezza Leeb per la caratterizzazione meccanica di acciaio da carpenteria;
- Prove sonreb per la caratterizzazione meccanica di cemento armato in situ;
- Prove termografiche per individuazione orditura solai.

Si riportano delle immagini della campagna di indagine condotta, per i risultati completi si rimanda al documento allegato rapporto di prova RT-ID del 28/06/2021.



Figura 29 Prova di carico su solaio esistente

Sulla base delle prove di carico effettuate e delle verifiche condotte a cura dell'Ing. Filippo Casarin, i solai dell'Istituto "E.Stoppa" sono dichiarati conformi alla destinazione d'uso prevista.

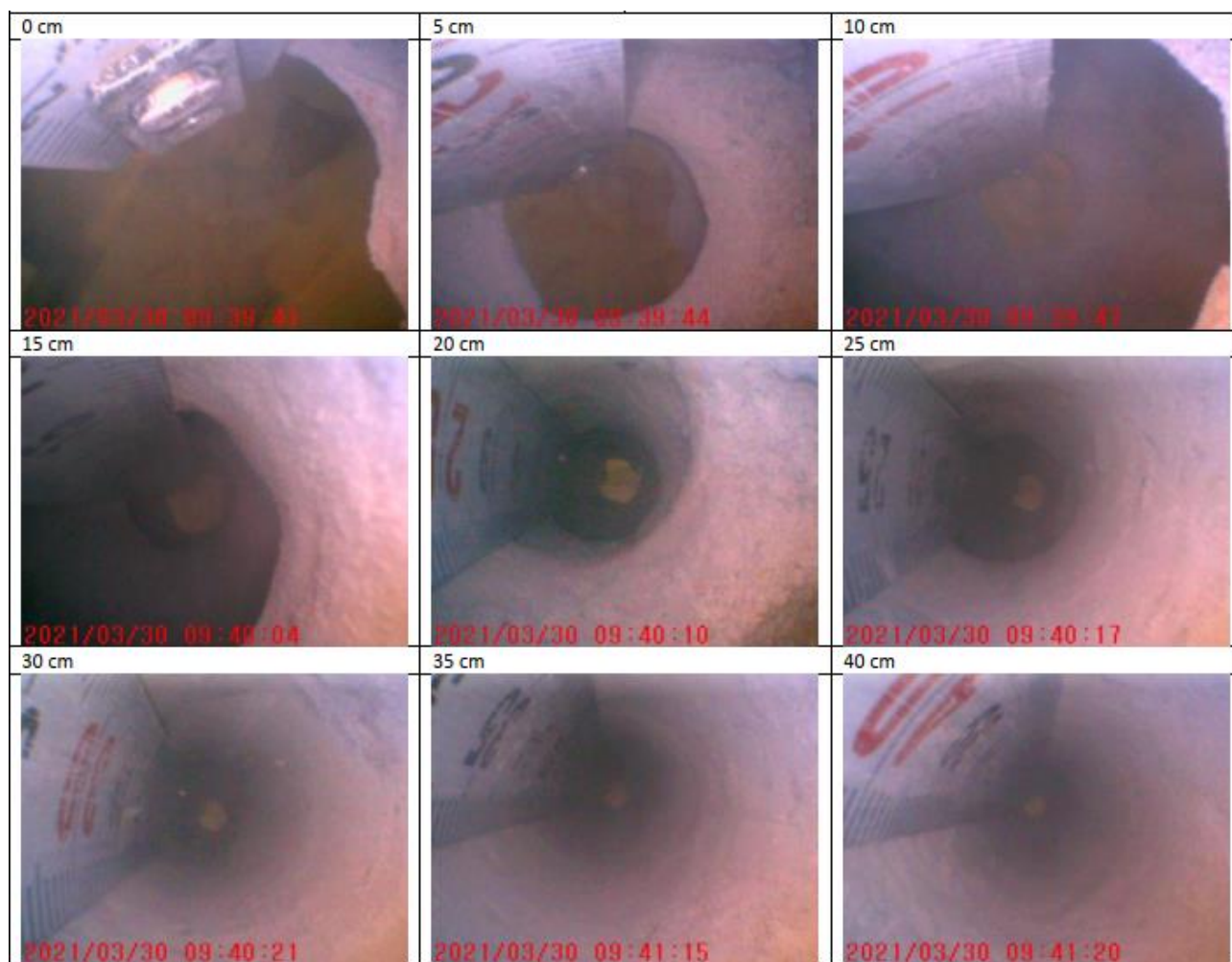
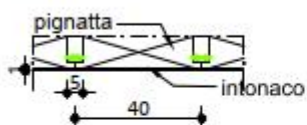


Figura 30 Endoscopie solai

SI.01
SOLAIO
piano terra
scala 1:20



ARMATURA LONGITUDINALE
1Ø14 l.+1Ø10 l., copriferro 15 mm



Figura 31 Saggi visivi solai per individuazione struttura

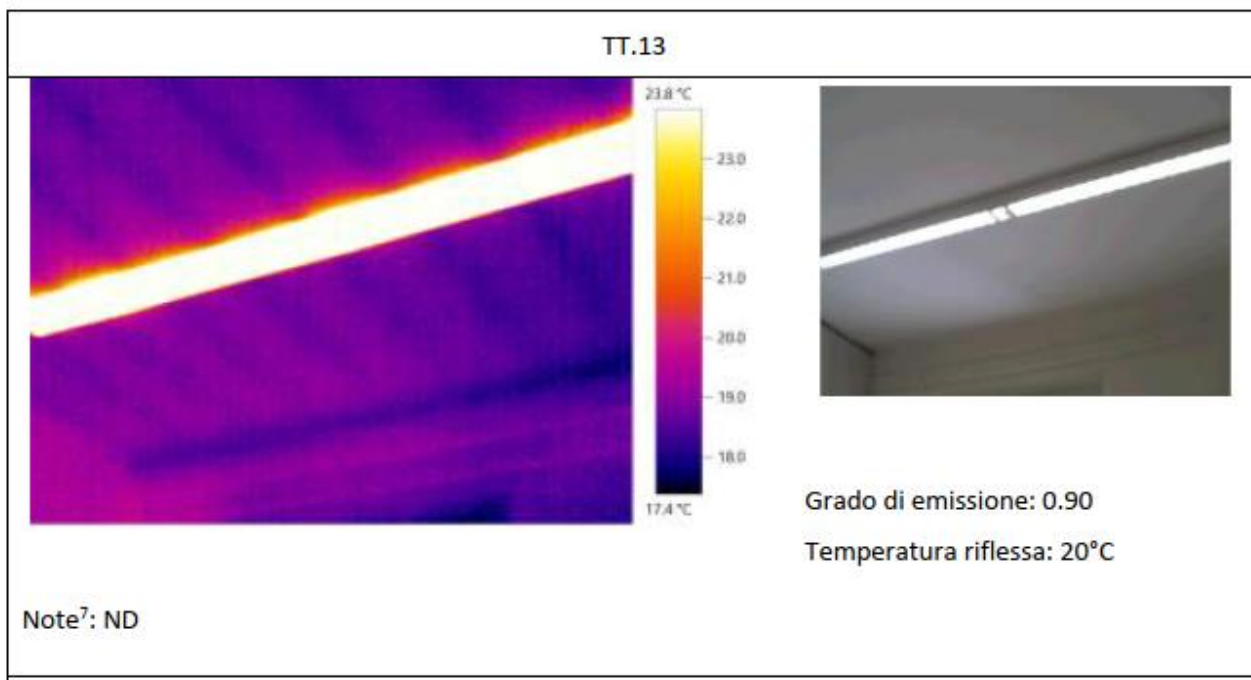
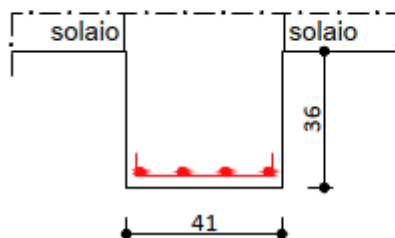


Figura 32 Prove termografiche

MG.05
TRAVE
piano terra
scala 1:20



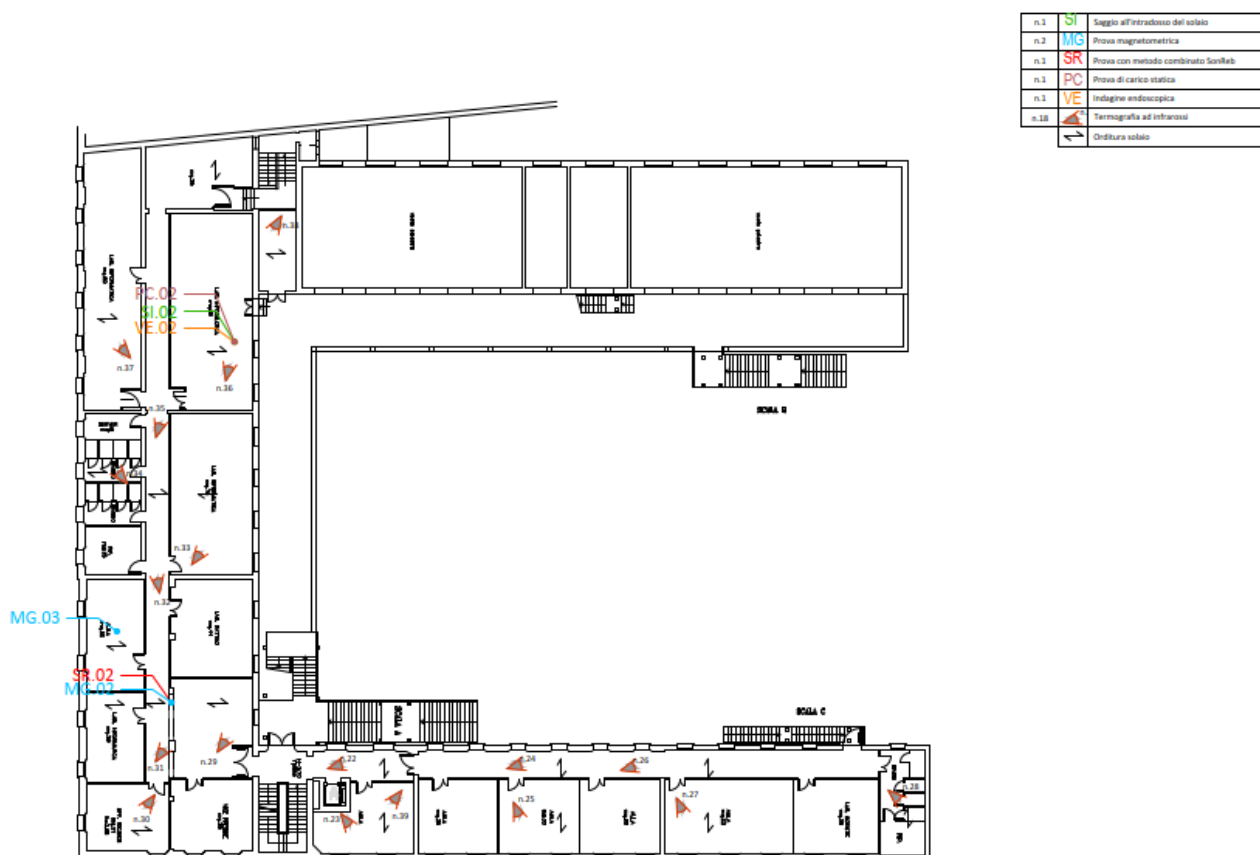
ARMATURA
LONGITUDINALE
Ø18,
copriferro 20 mm

STAFFE
Ø6,
copriferro 20 mm
passo 15 cm

Figura 33 Prove pacometriche per individuazione armatura elementi in c.a.

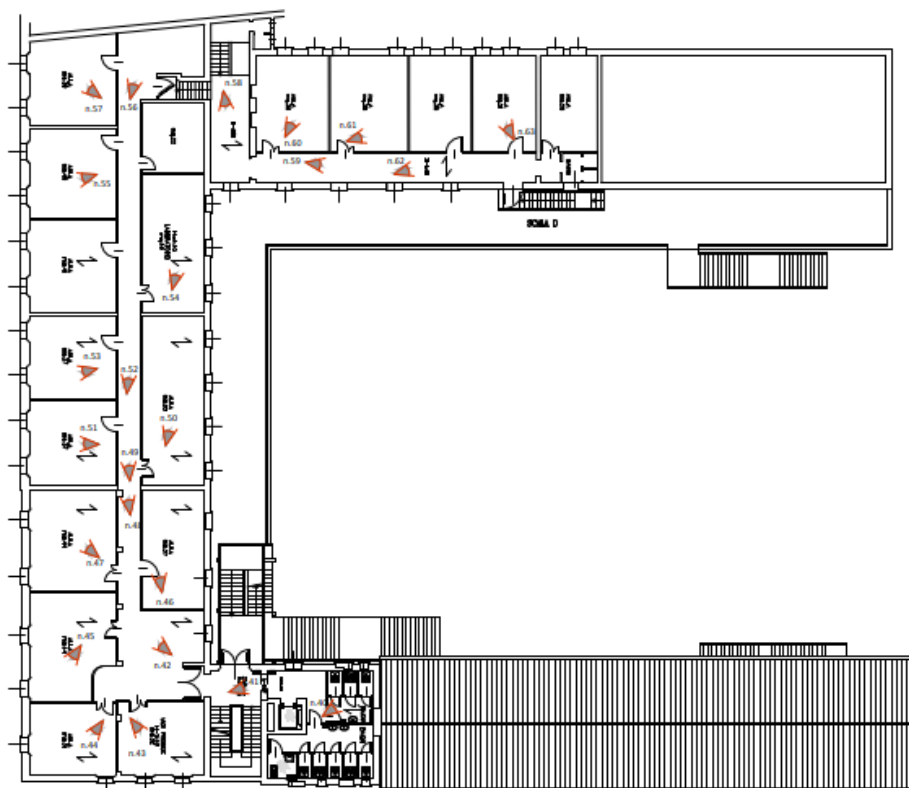


n.3	SI	Saggio all'intradosso del solaio
n.4	MG	Prova magnetometrica
n.5	DU	Prova mediante durometro
n.2	PC	Prove di carico statiche
n.3	VE	Indagine endoscopica
n.21	VE	Termografia ad infrarossi
n.1	SR	Prova con metodo combinato Sorelab
		Chiusura solaio





n. 24		Termografia ad infrarossi
		Circolazione solai



Il sopralluogo effettuato in occasione della campagna di indagini condotta dalla Classedil s.r.l. relativa al rapporto di prova RdP2021056-A_Rev.1 del 23/09/2021, ha evidenziato la presenza di una serie di elementi in c.a. che sono stati indagati successivamente con una campagna di prove integrative, di cui al rapporto di prova RdP2021107-A_Rev.1 del 07/02/2022.

La campagna di indagini integrative ha avuto come oggetto i seguenti punti:

- verificare la posizione delle barre d'armatura all'interno degli elementi in c.a. mediante indagine magnetometrica o georadar combinata a rimozioni limitate di copriferro;
- eseguire indagini endoscopiche sulle pareti e saggi sui solai;
- prelevare campioni di calcestruzzo mediante carotatrice diamantata per successive prove di compressione;
- determinare la forza di estrazione di appositi tasselli post inseriti ad espansione geometrica forzata;
- prova di durezza dinamica superficiale dell'acciaio tramite durometro leeb volta alla stima della resistenza a trazione ultima;
- eseguire rilievo geometrico di elementi strutturali.

Si riportano nel seguito le piante con la localizzazione delle indagini della campagna integrativa.

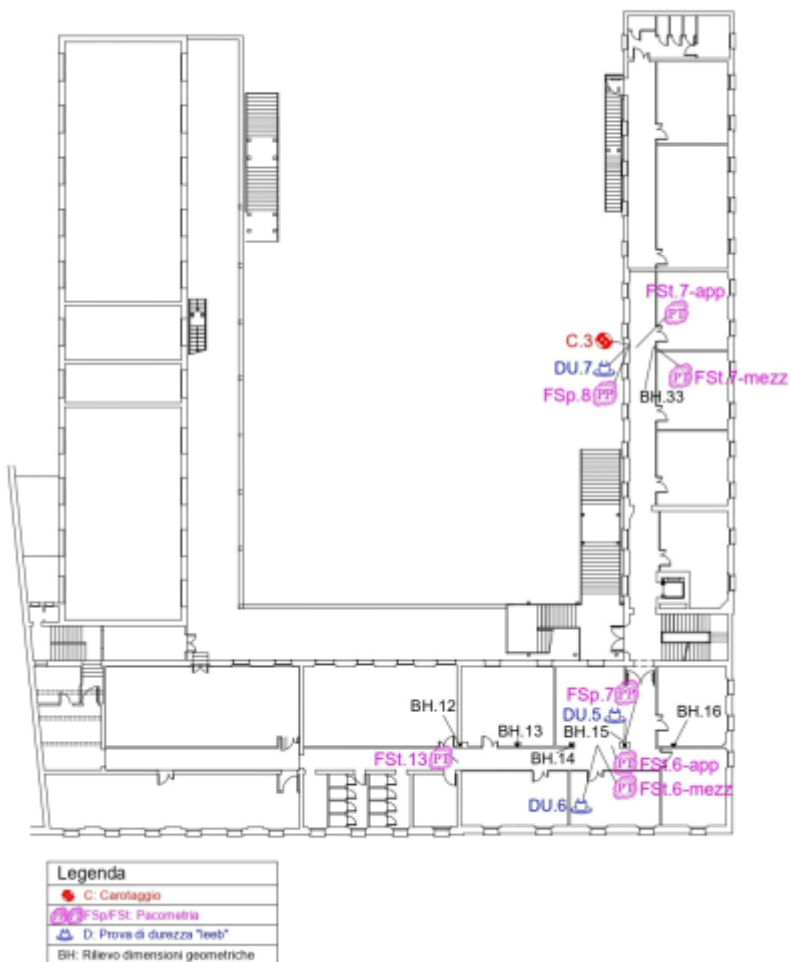


Legenda

- C Cerchiappo
- PO-Pulsot
- FSpFSI Picceretta
- D Prova di durezza "loso"
- BH Rilevo deviazioni geometriche
- EnS Endoscopia (solo)
- E Endoscopia

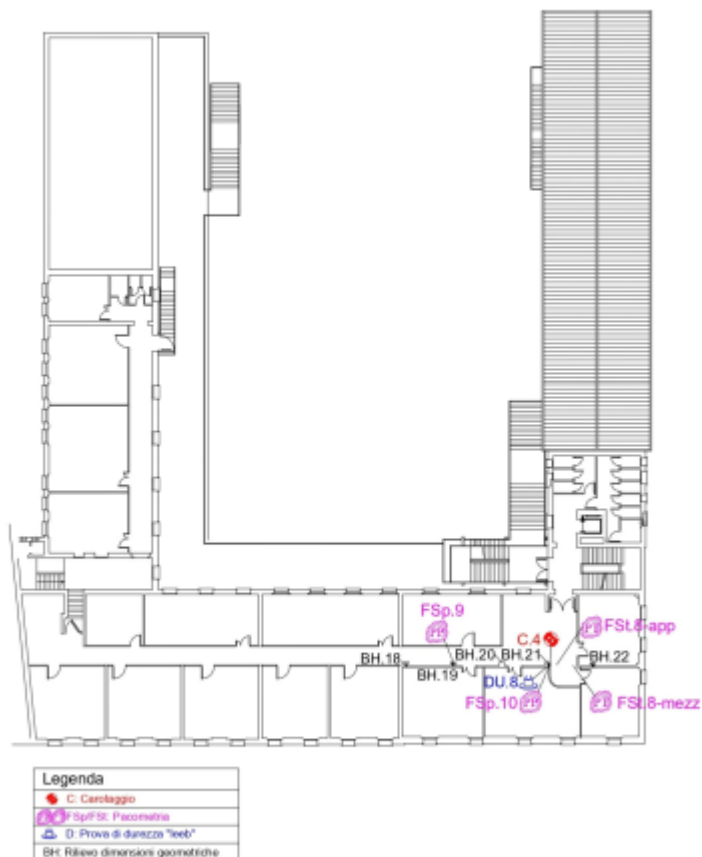


Piano Primo



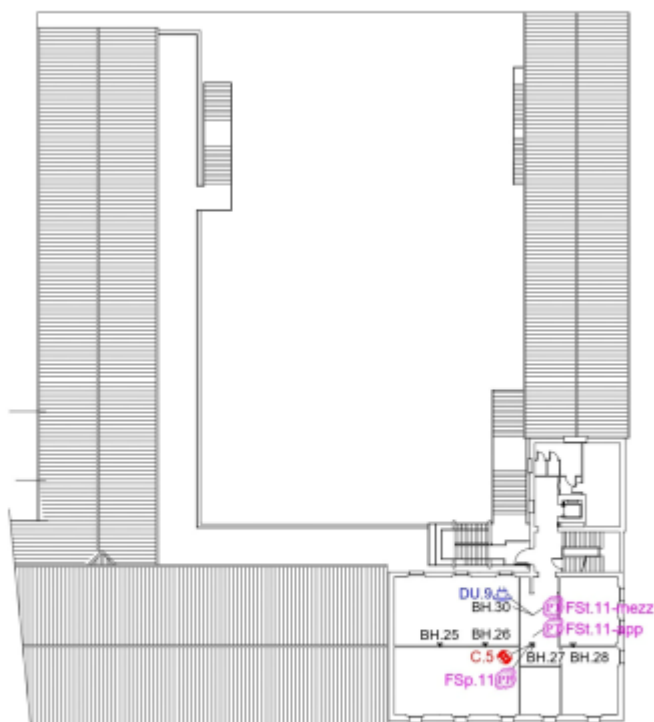


Piano Secondo

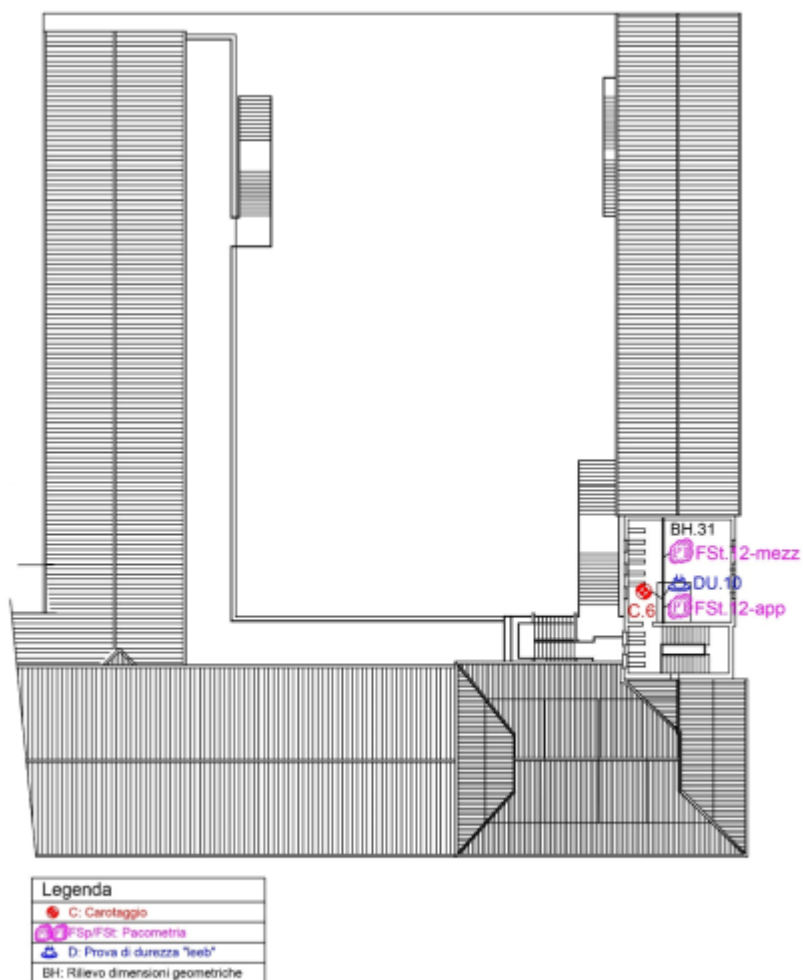




Piano Terzo



Legenda	
	C: Carotaggio
	FSp/FSt: Pacometria
	D: Prove di durezza "leeB"
	BH: Rilevo dimensioni geometriche

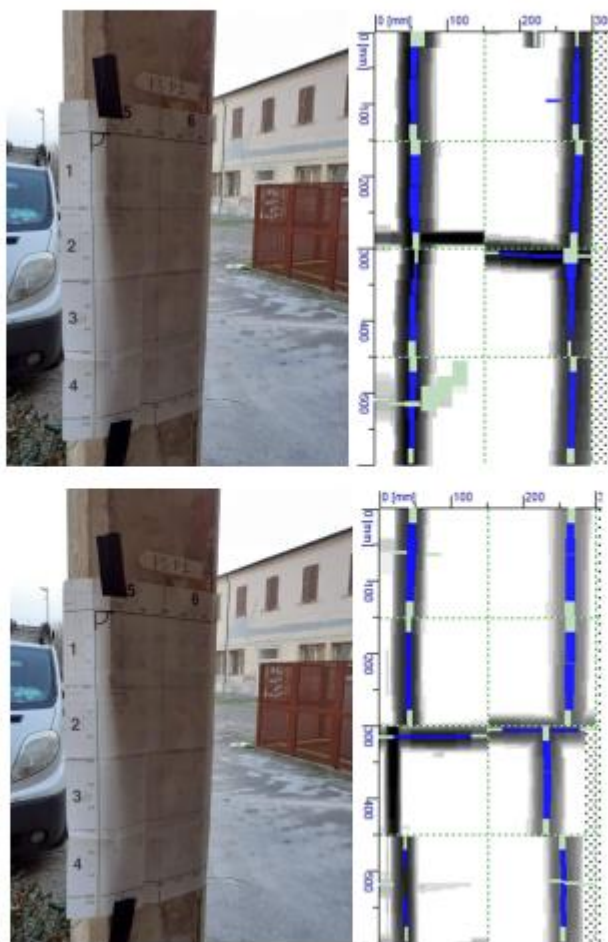


Posizionamento prove piano sottotetto.

Si riportano alcune immagini della campagna di indagini condotta, per i risultati completi si rimanda al documento allegato RdP2021107-A_Rev.1 del 07/02/2022.



FSp.1_Pilastro_Piano terra



Immagini pacometria FSp.1_ Sezione Pilastro 30x30 cm.

Si ipotizzano 4 barre d'angolo lisce $\Phi 10$ mm, staffe $\Phi 6$ mm ogni 32 cm.

Figura 34 Indagini pacometriche



C.1- Punto di indagine e prelievo

Figura 35 Prelievo carota di calcestruzzo



La tabella seguente riporta i risultati delle prove di compressione su provini cubici di calcestruzzo.

PROVA DI COMPRESSIONE							
Identificativo provino	Dimensioni			Area Sezione	Massa Volumica	Carico di rottura	
	D [mm]	H [mm]	H/D			Totale [kN]	f _c [N/mm ²]
C.1	97	106	1.09	7386	2285	115.0	15.6
C.2	97	101	1.04	7386	2387	126.0	17.1
C.3	97	106	1.09	7386	2267	100.1	13.6
C.4	97	100	1.03	7386	2284	97.8	13.2
C.5	97	102	1.05	7386	2318	85.3	11.5
C.6	97	105	1.08	7386	2012	90.4	12.2

Si determina una resistenza media in situ stimata di $R_{cm} = 14.7$ Mpa corrispondente ad un calcestruzzo di categoria C12/15.

Al fine di determinare le caratteristiche di resistenza dell'acciaio delle barre di armatura in situ si è proceduto con prove non invasive indirette mediante prova di durezza Leeb. Non si è proceduto alla calibrazione delle prove di durezza Leeb mediante prova di trazione su provino di armatura estratto in situ poiché si è ritenuto che tale prova potesse causare un indebolimento non giustificabile alla struttura particolarmente vulnerabile. In fase di progettazione per tenere conto delle incertezze legate alla determinazione della categoria di resistenza dell'acciaio delle barre di armature, si è assunto un acciaio $f_{ym} = 450$ Mpa con fattore di confidenza $FC = 1.35$ corrispondente ad un livello di conoscenza LC1. Gli altri materiali presenti nella struttura e idoneamente indagati sono stati analizzati con riferimento alle resistenze medie determinate da prove in situ o in accordo alle indicazioni normative vigenti, adottando un livello di conoscenza LC2 e un fattore di confidenza conseguente $FC = 1.2$.



Provino	Punto di prova	Diametro barre [mm]	Durezza HL	Durezza Hv	Resistenza a trazione stimata dallo strumento in situ media 6b* [N/mm ²]
D1	Trave	10	308	99	
D2	Trave	12	305	100	390
D3	Pilastro		314	105	412
D4	Trave	16	321	103	
D5	Pilastro		337	108	
D6	Trave		331	107	
D7	Pilastro		335	105	407
D8	Pilastro		314	108	398
D9	Trave	16	334	105	
D10	Trave		316	103	

*La resistenza a trazione in situ è stata determinata tramite la funzione interna allo strumento durezza 6b.


Punto di indagine	Solaio 1° elevazione
Tipologia solaio	Solaio in latero-cemento con travetti in cls armato
Interassi travetti [cm]	51
Larghezza travetti [cm]	14
Barre evidenziate nei travetti	Ipotesi: 2 Trefoli $\Phi 6$ mm lato inferiore
Stratigrafia (da intradosso ad estradosso)	- Elemento in laterizio forato: 11 cm - Getto: 16 cm - Altro elemento in laterizio forato: 12 cm - Getto/Massetto+ Pavimentazione: 7,5 cm
Altezza totale solaio [cm]	~ 47
Immagini dell'indagine	 EnS.2 – Intradosso solaio

Figura 36 Endoscopia solaio



6.5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SULL'ITER CONOSCITIVO DEL FABBRICATO

L'Unità Strutturale (US) che ospita i locali del Polo Tecnico Professionale di Lugo sezione professionale "E. Stoppa" è costituito dall'aggregazione di 5 corpi di fabbrica, differenti per epoca di costruzione, geometria e tipologia costruttiva. Le strutture portanti dei diversi corpi di fabbrica sono state oggetto di una serie di interventi di importanza anche rilevante, come sopraelevazioni. Tali interventi sono stati realizzati in periodi temporali differenti e in alcuni casi difficilmente databili. Un'approfondita analisi storico- critica e la consultazione della documentazione messa a disposizione dell'amministrazione, hanno consentito di individuare "macroscopicamente" le fasi che si sono succedute nel tempo. Le attività di rilievo e la campagna di indagine condotta hanno consentito di individuare alcune peculiarità della struttura, non evincibili da documenti storici o dagli elaborati forniti dall'amministrazione.

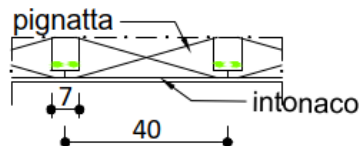
In particolare Il **corpo A**, oggetto di un intervento di **sopraelevazione di un piano**, presenta all'interno della struttura principale in **muratura di mattoni pieni e malta di calce, alcuni elementi in c.a.**. Gli elementi possono farsi risalire proprio all'epoca della sopraelevazione e della realizzazione di un solaio non praticabile in c.a. di sottotetto con **copertura a capriate in legno**. Il solaio di **calpestio del piano primo è di tipo latero-cementizio, tipo 25+5**, con travetti prefabbricati da 7 cm ad un passo di 40 cm.

SI.03

SOLAIO

piano terra

scala 1:20



Stratigrafia rilevata

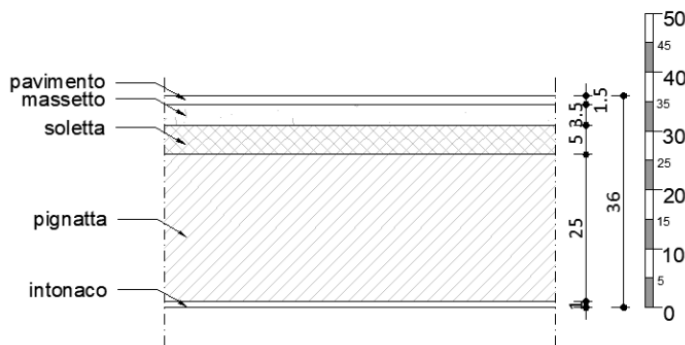


Figura 37 Solaio calpestio piano primo corpo A

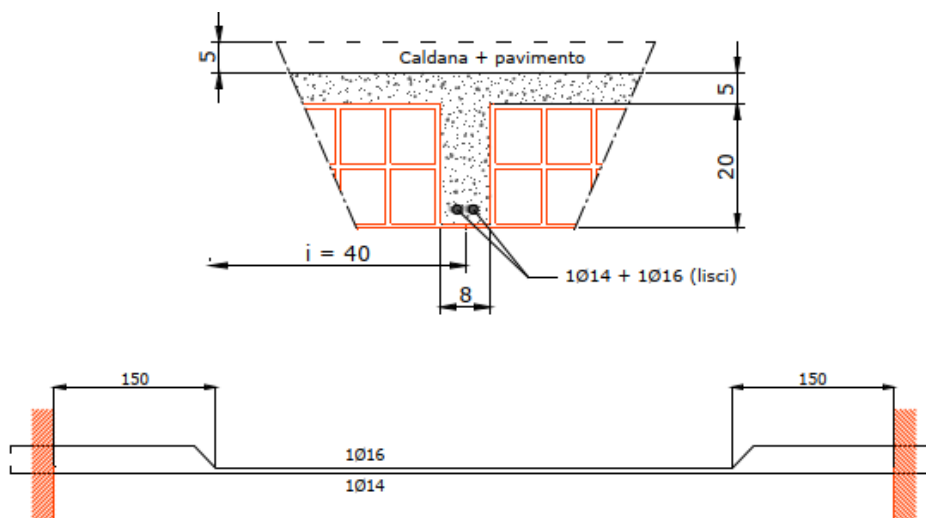
Il rilievo ha consentito di individuare la presenza di un cordolo di piano in c.a. in corrispondenza del primo impalcato.



Figura 38 Cordolo di piano corpo A

Per la valutazione dei carichi del solaio di sottotetto non praticabile si è ipotizzata l'assenza di una stratigrafia di finitura con massetto e pavimento. Il **sondaggio Am.A.3** realizzato in corrispondenza dell'intersezione muraria tra il **muro di spina** centrale e la muratura perimetrale ha evidenziato un **buon ammorsamento**; tuttavia, la parete risulta essere realizzata con **mattoni forati**.

Il corpo B, denominato "Torretta" è **stato oggetto di sopraelevazione di due livelli con copertura sommitale praticabile**. La struttura portante principale è in **mattoni pieni e malta di calce**, ad eccezione della muratura della sopraelevazione, più recente, che si ipotizza possa presidi malta cementizia. Le informazioni relative ai solai presenti in situ sono state dedotte dagli elaborati relativi all'intervento per la realizzazione del vano ascensore, adiacente al vano scale appartenente allo stesso corpo. I **solai** riscontrati sono del tipo **latero-cemento gettato in opera con spessore 20+5** e travetti di larghezza 8 cm ad interasse di 40 cm con presenza di **caldana di 5 cm e pavimento** per i solai di interpiano.



Al piano di sottotetto sono presenti due travi in c.a. a sostegno della copertura praticabile in latero-cemento.

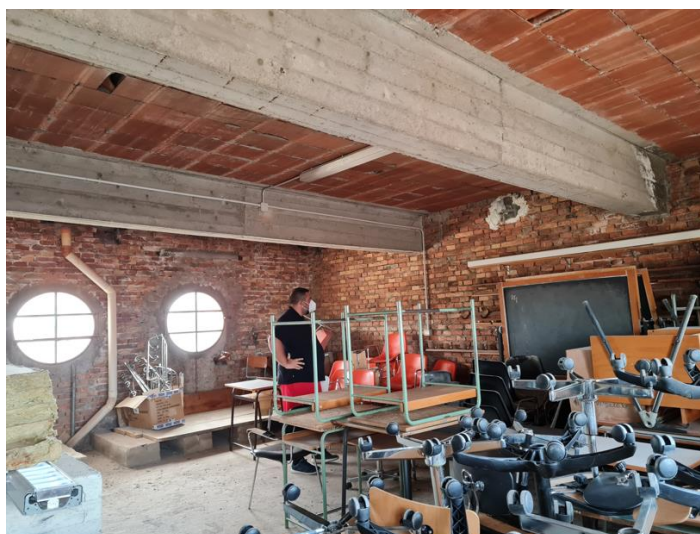


Figura 39 Travi di copertura corpo B

Il **vano ascensore** è stato realizzato in **muratura portante tipo Poroton**. Il vano risulta essere idoneamente giuntato rispetto alla struttura pre esistente in corrispondenza dei diversi interpiani. Sono state realizzate delle opere in continuità solo in corrispondenza dei singoli impalcati dove si è resa necessaria l'apertura di fori in solai esistenti con realizzazione di travetti rompitratta ex-novo. La fondazione del vano ascensore è del tipo su pali. La realizzazione dello scavo fondale ha consentito di indagare le fondazioni esistenti della muratura portante principale del corpo. È stata riscontrata la presenza di **fondazioni in muratura di mattoni pieni e malta di calce**, come per l'elevazione con **allargamento dell'impronta "a gradini"** e una **sottofondazione in calcestruzzo**, ipotizzabile non armato, di altezza 80 cm. Complessivamente, le murature si ipotizzano fondate su travi con allargamenti laterali di 65 cm +65 cm + lo spessore murario e un **piano di posa che si attesta a circa -185 cm dal piano campagna**.

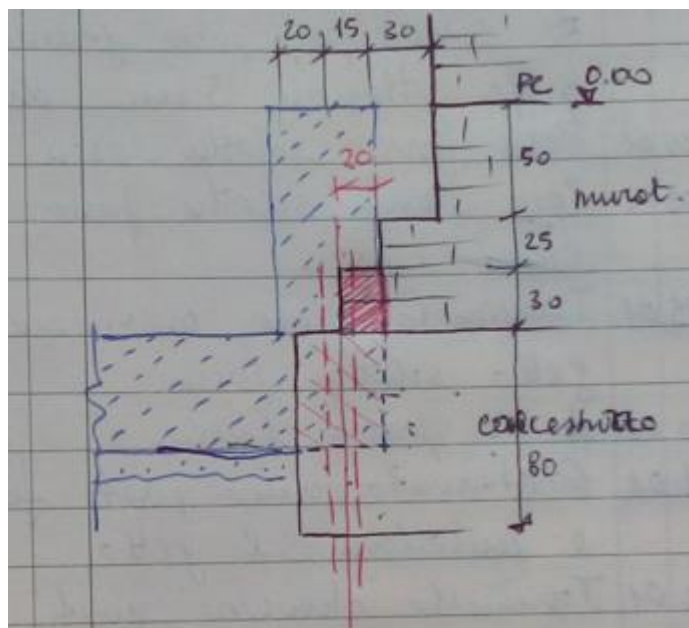


Figura 40 Schema fondazione rilevata alla base del Corpo B



Il corpo C si sviluppa su via Baracca con pianta rettangolare. All'incrocio con via Cortesi presenta una porzione del corpo con sopraelevazione di un piano. La struttura portante principale è in **mattoni pieni e malta di calce** ad eccezione del corpo sopraelevato che presenta al suo interno un **telaio longitudinale in c.a.** con sviluppo dal piano di fondazione alla copertura. I **solai sono di tipo latero-cementizio**, i sondaggi realizzati hanno evidenziato struttura e stratigrafie variabili.

Il **solaio del primo impalcato del corpo lato telaio in c.a.** è un **solaio 20+5 con travetti da 5 cm a passo 40 cm** armati con 1 ϕ 14 e 1 ϕ 10.

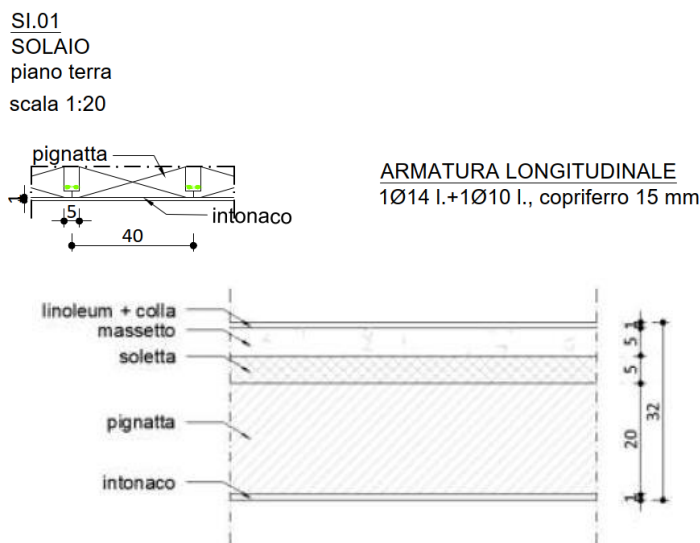


Figura 41 Solaio calpestio piano primo -Corpo C- lato via Cortesi

Il **solaio del secondo impalcato** lato via Cortesi è stato indagato con pacometro, fornendo le seguenti informazioni in merito alla struttura del solaio

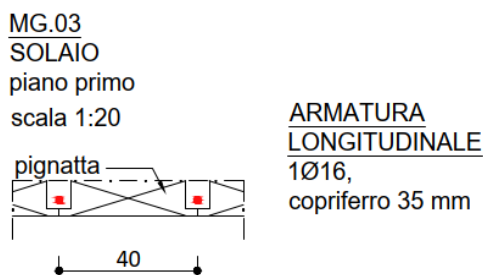
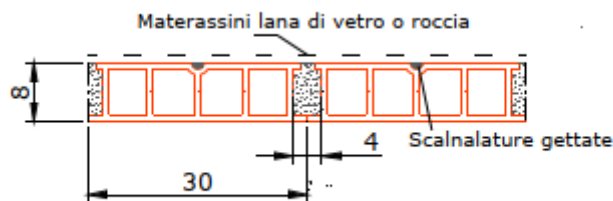


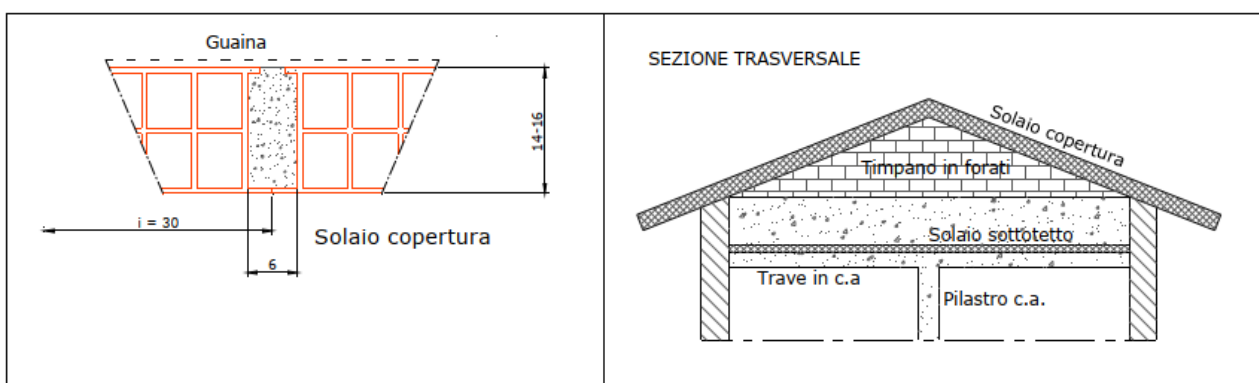
Figura 42 Solaio secondo impalcato- Corpo C- lato via Cortesi

Il solaio con **travetti a passo 40 cm armati con 1 ϕ 16** sono considerati equivalenti al solaio immediatamente inferiore, si ipotizza dunque stessa stratigrafia. Stesse ipotesi verranno considerati per il solaio del calpestio del terzo impalcato.

Il **solaio di sottotetto**, non praticabile e il solaio di copertura sono stati indagati nell'ambito dei lavori per la realizzazione del vano ascensore. In particolare, il solaio di sottotetto è costituito da una sorta di controsoffitto con **tavelloni in laterizio e nervature in c.a. da 4 cm a passo 30 cm**. Lo spessore del solaio è di 8 cm.

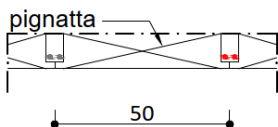


Il solaio di copertura a falde del Corpo C e dello scalone è di tipo **latero-cementizio rasato con spessore di 16 cm e nervature di calcestruzzo da 6 cm a passo 30 cm**. Il solaio appoggia su timpani in muratura di mattoni forati sostenuti da travi trasversali in c.a..



Il **solaio del primo impalcato del Corpo C lato palestre** ha una luce max di circa 8 m ed è stato indagato mediante pacometro, fornendo informazioni relative all'**interasse dei travetti da 50 cm e all'armatura longitudinale costituita da 2 ϕ 12**.

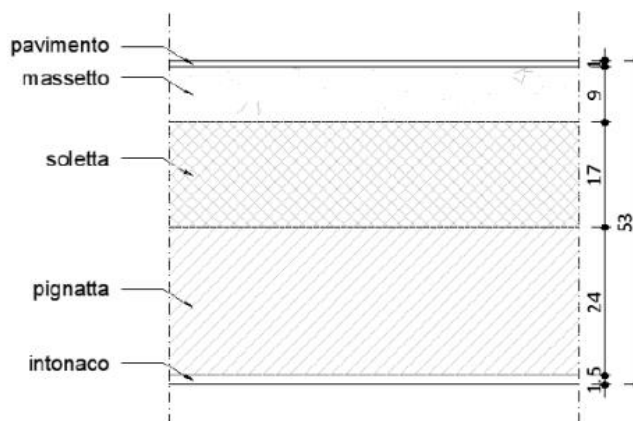
MG.01
SOLAIO
piano terra
scala 1:20



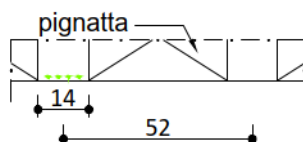
ARMATURA LONGITUDINALE
2Ø12

Figura 43 Solaio calpestio primo impalcato - Corpo C- lato palestre

Il solaio immediatamente superiore, **calpestio secondo impalcato**, è stato indagato mediante pacometro e endoscopia.



SI.02
SOLAIO
piano primo
scala 1:20



ARMATURA LONGITUDINALE
4 trecce 3Ø3

Figura 44 Solaio calpestio secondo impalcato - Corpo C- lato palestre

Il solaio di tipo **latero-cementizio con travetti larghi 14 cm a passo 52 cm armati con 4 trecce $\phi 3$** , presenta una stratigrafia, caratterizzata da un **elevato peso proprio**, travetti h 24 cm con soletta da 17 cm e massetto da 9 cm.

Non si ritiene possibile dunque ipotizzare la stessa stratigrafia per il solaio al piano inferiore che risulta essere nettamente meno armato. Il solaio di sottotetto è costituito da un **controsoffitto leggero non praticabile** a chiusura della **copertura con capriate in legno**.

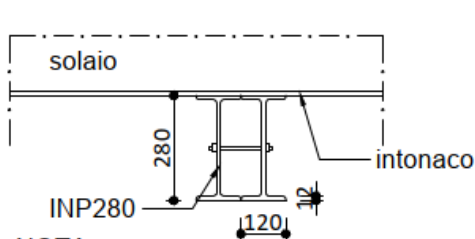


Figura 45 Copertura corpo C- lato palestre

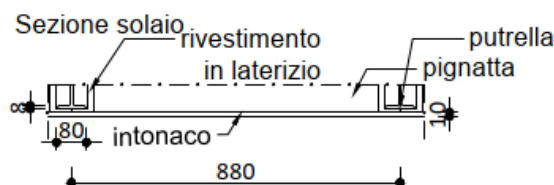


Il Corpo D ha una struttura in **muratura di mattoni pieni e malta di calce** e **solaio di interpiano con tavelle supportate da profilati metallici**.

SI.04
SOLAIO
piano terra
scala 1:20



NOTA
putrelle alternate singole e doppie; $i=200$ cm



Il **sottotetto** è costituito da una **volta leggera in camorcanna** e la **copertura è a capriate in legno**.

Il Corpo E è in **muratura piena e mattoni di calce** con volta di sottotetto costituita da un **plafone in gesso** e copertura con **capriate in legno**.

I risultati delle prove semidistruttive condotte sui paramenti murari portanti dell'Unità strutturale hanno fornito valori delle rigidezze e delle resistenze comparabili con i corrispondenti valori forniti in Tab. C8.5.I. La resistenza a taglio diretto del giunto di malta, determinata con prova tipo Shove test, ha fornito buoni valori di resistenza, superiori a quelli indicati dalla Circolare. L'apparecchiatura muraria riscontrata durante le prove corrisponde ad un'esecuzione a "regola d'arte" con giunti omogenei, verticalmente sfalsati e presenza di diatoni.

Tenuto conto della variabilità della struttura muraria dei diversi corpi di fabbrica, sulla base dei risultati ottenuti dalla prove in situ, l'analisi di vulnerabilità dell'unità strutturale verrà condotta prendendo a riferimento le indicazioni normative in merito all'**utilizzo dei valori medi di resistenza e di rigidezza forniti in Tab. C8.5.I della Circolare n.7/2019 con riferimento alla muratura di mattoni pieni e malta di calce.**

6.6 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, si ritiene conseguito pienamente un **livello di conoscenza LC2 con prove estese in situ**.

- **LC1:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, *l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato*, con riferimento al § C8.5.1, *il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi*, con riferimento al § C8.5.2, *prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali*, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente **fattore di confidenza è $FC=1,35$** ;
- **LC2:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, *l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato*, con riferimento al § C8.5.1, *il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi*, con riferimento al § C8.5.2, *prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali*, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente **fattore di confidenza è $FC=1,2$** ;



- **LC3:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati *l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato*, come descritta al § C8.5.1, *il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi*, come descritto al § C8.5.2, *prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali*, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente **fattore di confidenza è FC=1** (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di FC è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite).

Per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale. Ci si può riferire alla documentazione in atti, qualora per essa siano stati adempiuti gli obblighi della L. 1086/71 o 64/74 e s.m.i., ma solo dopo adeguata giustificazione eventualmente integrata da indagini in opera. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera. In questo caso i fattori di confidenza si assumono unitari. La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito. Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso. Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili.

COSTRUZIONI IN MURATURA

Nel caso in cui la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

LC1

- Resistenze: i *valori minimi* degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.
- Moduli elastici: i *valori medi* degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC2

- Resistenze: i *valori medi* degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I
- Moduli elastici: i *valori medi* degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC3

- I valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C.8.5.I individuano una distribuzione a-priori che può essere aggiornata sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito. Considerato il generico





parametro X , una stima dei parametri μ' e σ' della distribuzione a-priori può essere dedotta dai valori minimo e massimo in tabella, con le formule seguenti:

$$\mu' = \frac{1}{2}(X_{\min} + X_{\max}) \quad [C8.5.4.1]$$

$$\sigma' = \frac{1}{2}(X_{\max} - X_{\min}) \quad [C8.5.4.2]$$

Eseguito un numero n di prove dirette, l'aggiornamento del valore medio può essere effettuato come segue:

$$\mu'' = \frac{n\bar{X} + \kappa\mu'}{n + \kappa} \quad [C8.5.4.3]$$

dove \bar{X} è la media delle n prove dirette e κ è un coefficiente che tiene conto del rapporto tra la dispersione (varianza) della stima effettuata attraverso le prove (combinazione tra incertezza della misurazione sperimentale e dispersione dei parametri meccanici nell'ambito dell'edificio che si sta analizzando) e la varianza σ'^2 della distribuzione a-priori. Nel determinare la stima aggiornata del valore medio del parametro meccanico, il coefficiente κ rappresenta il peso relativo della distribuzione a-priori (associata ai parametri della tabella C.8.5.I) rispetto alle prove sperimentali. Qualora la media delle n prove dirette \bar{X} sia significativamente diversa dal valore μ' adottato per la distribuzione a-priori, e quindi la differenza tra μ' e μ'' risulti rilevante, l'accettabilità del risultato ottenuto applicando l'equazione C8.5.4.3 deve essere adeguatamente motivata.

Tabella C.8.5.III – Valori del coefficiente κ suggeriti per l'aggiornamento del valore medio dei parametri meccanici, secondo l'equazione [C8.5.4.3], con riferimento ai più diffusi metodi di indagine diretta sulle proprietà meccaniche della muratura.

Metodo di prova	Parametro	κ
Prova di compressione diretta (su una porzione di parete muraria)	E	1,5
	f	1
Martinetto piatto doppio	E	1,5
	f (*)	2 (*)
Prova di compressione e taglio (su un pannello isolato nella parete muraria) – prova tipo Sheppard	G	1,5
	$\tau_0 - f_{v0}$	1
Prova di compressione diagonale	G	1,5
	τ_0	1
Prova di taglio diretto sul giunto	f_{v0}	2
Prove in laboratorio sui costituenti (**)	f_b, f_m, f_g	2

(*) La prova con il martinetto piatto doppio consente di ottenere una misura del modulo elastico E della muratura, molto più raramente di misurarne direttamente la resistenza a compressione. Il coefficiente in tabella è quello suggerito quando nella prova viene misurata direttamente la resistenza a compressione. Ricordando che esiste una correlazione empirica approssimata di proporzionalità tra modulo E e la resistenza media a compressione della muratura (desumibile dagli intervalli di variazione dei due parametri nella tabella C.8.5.I) il modulo E ottenuto dalla prova con martinetto piatto può fornire una stima indiretta di f utilizzabile nell'equazione [C8.5.4.3] purché si adotti un valore di τ almeno pari a 3.

(**) Nel caso di muratura in blocchi di pietra squadrati o artificiali pieni o semipieni si ipotizza che, con prove a compressione diretta sugli elementi e sulla malta (i costituenti), si possa stimare la resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k tramite i metodi descritti al § 11.10.3.1.2 delle Norme. Nota: f_k , la resistenza a compressione media f della muratura potrà essere quindi stimata come $f = 1,25 f_k$.

Figura 46 Tabella C8.5.III della Circolare n.7/2019

COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO

I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 – Folignano -





medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%). Per determinare i fattori di confidenza per i diversi elementi strutturali o loro insiemi si deve tener conto che essi includono, oltre alle incertezze nella stima della resistenza dei materiali, anche le incertezze relative all'individuazione dei dettagli costruttivi. Il livello di conoscenza acquisito in base ai rilievi, alle indagini sui dettagli strutturali e alle prove sui materiali, determina i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, anche in maniera differenziata per elementi strutturali o gruppi di elementi, e suggerisce il metodo di analisi più appropriato. In assenza di valutazioni specifiche, ci si può riferire alla Tabella C8.5.IV.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 47 Tabella C8.5.IV della Circolare n.7/2019

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

LC1: si intende raggiunto quando sia stata effettuata *l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato* (con riferimento al §C8.5.1), la *geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali* (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) *o a un rilievo*, poiché non si dispone dei disegni costruttivi i dettagli costruttivi siano stati ricavati sulla base di un *progetto simulato* (con riferimento al § C8.5.2) e con *indagini limitate in-situ* sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti (i dati raccolti devono essere tali da consentire verifiche locali di resistenza), poiché non si dispone di informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (provenienti dai disegni costruttivi o dai certificati di prova) si siano adottati i valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca, convalidati da prove limitate in-situ sugli elementi più importanti (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente **fattore di confidenza è FC=1,35**. La valutazione della sicurezza è, in genere, eseguita mediante *analisi lineare, statica o dinamica*; le informazioni raccolte devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

LC2: si intende raggiunto quando sia stata effettuata *l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato* (con riferimento al § C8.5.1), la *geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali* (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) *o a un rilievo*, i *dettagli costruttivi siano*



noti, o parzialmente dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una indagine estesa in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da prove limitate in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei disegni di progetto, si eseguono prove estese in situ), o con prove estese in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente **fattore di confidenza è $FC=1,2$** . La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di *analisi lineare o non lineare, statici o dinamici*; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

LC3: si intende raggiunto quando sia stata effettuata *l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato* (con riferimento al § C8.5.1), la *geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali* (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una indagine esaustiva in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi e ai certificati originali di prova, integrati da prove limitate in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei certificati originali di prova, si eseguono prove esaustive in situ), o con prove esaustive in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente **fattore di confidenza è $FC=1$** . La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di *analisi lineare o non lineare, statici o dinamici*; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

Secondo un approccio conservativo e vista l'incertezza nella determinazione della resistenza media da prove in situ non distruttive, la resistenza di progetto delle barre di armatura è stata definita adottando un fattore di confidenza $FC=1.35$.

6.7 MATERIALI DI PROGETTO INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

Si riportano nel seguente paragrafo i requisiti minimi dei materiali di progetto ex-novo per gli interventi di miglioramento proposti.

Per le opere in cemento armato dove non diversamente indicato le principali grandezze meccaniche di seguito menzionate sono ottenute dalle seguenti formule:



$f_{cm} = f_{ck} + 8$			
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$		$f_{ck} \leq 50$ [MPa]	
$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10)$		$f_{ck} > 50$ [MPa]	
$f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ctm}$			
$f_{ctk;0,95} = 1,3 f_{ctm}$			
$E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0,3}$		in [GPa]	
$\varepsilon_{c1} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$		$f_{ck} \geq 50$ [MPa]	
$\varepsilon_{cu} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$		$f_{ck} \geq 50$ [MPa]	
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$			
$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$			
$\sigma_{c,caratt.} = 0,6 f_{ck}$			
$\sigma_{c,q.p.} = 0,45 f_{ck}$			

Figura 6-48 Caratteristiche materiali di progetto cemento

$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$			
$\varepsilon_{su} = 1\%$			
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$			
$\sigma_s = 0,8 f_{yk}$			

Figura 6-49 Caratteristiche materiali di progetto acciaio

dove

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85

- f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

SOTTOFONDAZIONI- MAGRONE			
Calcestruzzo C12/15 - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	15	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	12	[MPa]
Classe di esposizione	XC1/XC2		



OPERE DI FONDAZIONE DI CEMENTO ARMATO

FONDAZIONI			
Calcestruzzo C25/30 - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	33.00	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.56	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.80	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.33	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	31476	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ε_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ε_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	14.17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15.00	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Classe di consistenza	S5 (max 250 mm abbassamento Abrams)		
Diametro max aggregato	$d_{max}=$	20.00	mm
Classe di esposizione	XC1/XC2		
Rapporto acqua/cemento	≤ 0.6		
Corpifero	c	40.00	mm

ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA			
Acciaio B450C- Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ε_{yd}	0.001956522	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ε_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.30	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360.00	[MPa]



OPERE DI CEMENTO ARMATO IN ELEVAZIONE

STRUTTURE IN ELEVAZIONE			
Calcestruzzo C28/35 - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36.00	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.77	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.94	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.60	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.80	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.60	[MPa]
Classe di consistenza	S4		
Diametro max aggregato	$d_{max} =$	20.00	mm
Classe di esposizione	XC3		
Rapporto acqua/cemento	≤ 0.55		
Corpifero minimo	c	30.00	mm

ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA			
Acciaio B450C- Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001956522	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.30	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360.00	[MPa]



CALCESTRUZZO ALLEGGERITO PER SOLETTA IN C.A. EX NOVO

STRUTTURE IN ELEVAZIONE: CALCESTRUZZO STRUTTURALE ALLEGGERITO			
Calcestruzzo C28/35 - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Peso specifico	y	1600	kg/m ³
Resistenza caratteristica cubica	R _{ck}	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck}	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ _c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α _{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f _{cm}	36.00	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f _{ctm}	2.77	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	f _{ctk;0,05}	1.94	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	f _{ctk;0,95}	3.60	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E _{cm}	20000	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f _c	ε _{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ε _{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f _{cd}	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f _{ctd}	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σ _{c,caratt.}	16.80	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σ _{c,q.p.}	12.60	[MPa]
Classe di consistenza	S4		
Diametro max aggregato	d _{max} =	20.00	mm
Classe di esposizione	XC3		
Rapporto acqua/cemento	≤0.55		
Corpifero minimo	c	25.00	mm



STRUTTURE IN LEGNO IN ELEVAZIONE

EN 14080: 2013 "strutture di legno - legno lamellare incollato

Elementi in legno lamellare (§3.17): elementi strutturali composti da almeno due lamelle aventi fibratura indicativamente parallela con spessore delle stesse compreso tra i 6mm e i 45 mm (incluso)

Proprietà		GL24h
Resistenze (MPa)		N/mm ²
Flessione	$f_{m,g,k}$	24
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$	19.2
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$	0.5
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$	24
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$	2.5
Taglio	$f_{v,g,k}$	3.5
Rototaglio	$f_{r,g,k}$	1.2
Modulo elastico [GPa]		N/mm ²
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	11,500.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	9,600.00
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	300
modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,05}$	250
modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	650
modulo di taglio caratteristico	$G_{g,05}$	540
Modulo a rototaglio medio	$G_{r,g,mean}$	65
Modulo a rototaglio caratteristico	$G_{r,g,05}$	54
Massa volumica [kg/m ³]		kg/m ³
massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	385
massa volumica media	$\rho_{g,mean}$	420

ELEMENTI DI CARPENTERIA METALLICA- CAVI E PROFILI

Per le carpenterie metalliche vengono utilizzati

- acciaio **S275 J0** avente le seguenti caratteristiche:
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$.

I profili cavi in acciaio per la realizzazione dei micropali saranno in categoria S355 J0 aventi le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 490 \text{ N/mm}^2$.

BULLONI E BARRE FILETTATE

I bulloni devono essere conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2011 e devono appartenere alle sotto indicate classi delle norme UNI EN ISO 898-1:2013 ed UNI EN ISO 898-2:2012, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XII del D.M. 17/01/2018 e di seguito riportata:



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 – Folignano -





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

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} dei bulloni appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella tabella 11.3.XII.b del D.M. 17/01/2018, di seguito riportata:

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

I bulloni utilizzati sono ad alta resistenza di **classe 8.8** avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 640$ N/mm²
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 800$ N/mm²
- Viti e barre filettate: **classe 8.8** secondo UNI EN 898-1:2013
- Dadi: **classe 8** secondo UNI EN 20898-2:2012
- Rosette e piastrine: **acciaio C50** UNI EN 10083-2:2006 (temprato e rinvenuto HRC 32÷40).

Le caratteristiche meccaniche di progetto sono:

- $f_{yb} \geq 640$ N/mm²;
- $f_{tb} \geq 800$ N/mm².

Precarico e coppia di serraggio secondo UNI EN 1993-1-8:2005 e UNI EN 1090:2012.

Si prevede come trattamento protettivo una zincatura elettrolitica secondo UNI 3740.

SALDATURE

Il processo di saldatura deve essere conforme a quanto indicato nel § 11.3.4.5 del D.M. 14/01/2008 e nel § 7 della norma UNI EN 1090-2:2011. Le saldature devono essere realizzate in officina.

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9606-1:2013 da parte di un Ente terzo. A deroga di quanto richiesto nella norma UNI EN ISO 9606-1:2013, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.



Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN ISO 14732:2013. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2012.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555:2014; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011:2009 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo, saranno definiti in conformità alla norma UNI EN 1090-2:2011 per la classe di esecuzione prescelta.

Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9712:2012 almeno di secondo livello.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006; il livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento delle operazioni di saldatura deve corrispondere ai requisiti della normativa di comprovata validità. I requisiti sono riassunti nella Tab. 11.3.XI del D.M. 14/01/2008 di seguito riportata.



Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
Riferimento	A	B	C	D
Materiale Base: Spessore minimo delle membrature	S235, $s \leq 30\text{mm}$ S275, $s \leq 30\text{mm}$	S355, $s \leq 30\text{mm}$ S235 S275	S235 S275 S355 S460, $s \leq 30\text{mm}$	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare EN ISO 3834-4	Medio EN ISO 3834-3	Medio EN ISO 3834-3	Completo EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN 719:1996	Di base	Specifico	Completo	Completo

Nota 1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo

MURATURA PORTANTE EX NOVO

Mattoni pieni di cat. I conformi alla UNI ISO 9001 e alla UNI ISO 14001

$f_{bk} = 34 \text{ Mpa}$;

densità media del blocco= 1681 g/m³

Malta categoria minima M5

Parametri di resistenza della muratura nuova

$f_k = 5.3 \text{ Mpa}$

$f_{tm} = 0.757 \text{ Mpa}$;

$f_{vm0} = 0.3 \text{ Mpa}$;

$E = 5300 \text{ Mpa}$

RINFORZI IN FIBRA

RINFORZO IN FIBRA DI ACCIAIO E MATRICE CEMENTIZIA PER MURATURA ESISTENTE

Materiale fibra	Metodo di prova		
Resistenza a trazione (valore caratteristico)	EN 2561	$\sigma_{tk} \text{ fiber}$	3000 Mpa
Modulo elastico	EN 2561	E_{fiber}	200 Gpa
Allungamento a rottura	EN 2561		1.9 %
Temperatura di transizione vetrosa	EN 12614		60 °
Pull off strength	En 1542	f_h	2.3 Mpa



Matrice applicazione fibra	Metodo di prova	
Intervallo granulometrico		0-1.4 mm
Spessore max per strato		1.5 cm
Resistenza a compressione	EN 998-2	categoria M15
Resistenza a taglio	EN 1052-3	>1 Mpa
Adesione al supporto a 28 gg	EN 1015-12	>1 Mpa
Modulo elastico statico	EN 998-2	9 Gpa
Resistenza a compressione	EN 12190	>15 Mpa
Resistenza a trazione per flessione	EN 196/1	>5 Mpa
Adesione su laterizio a 28 gg	EN 1015-12	>1 Mpa
Legame di aderenza a 28 gg	EN 1542	>0.8 Mpa

Sistema fibra+matrice	Metodo di prova	
Tensione limite convenzionale	LG-FRCM (par.2.1-7.2)	1452 Mpa
deformazione limite convenzionale	LG-FRCM (par.2.1-7.2)	0.74 %
Reazione al fuoco		classe A1

RINFORZO IN FIBRA DI ACCIAIO E MATRICE EPOSSIDICA PER STRUTTURE ESISTENTI IN C.A.

Materiale fibra	Metodo di prova		
Resistenza a trazione (valore caratteristico)	EN 2561	otk fiber	3000 Mpa
Modulo elastico	EN 2561	Efiber	200 Gpa
Allungamento a rottura	EN 2561		1.9 %
Temperatura di transizione vetrosa	EN 12614		60 °
Pull off strength	En 1542	fh	2.2 Mpa

Matrice applicazione fibra	Metodo di prova	
Aderenza (resistenza a trazione)	EN 12188	>14 Mpa
Resistenza a taglio inclinato 60°	EN 12188	>70 Mpa
Resistenza a taglio		>20 Mpa
Modulo elastico secante a compressione	EN 13412	>2000 Gpa
Pull out	EN 1881	0.06 mm

Sistema fibra+matrice	Metodo di prova	
Resistenza a trazione 1 strato		>3040 Mpa
Deformazione a trazione 1 strato		>0.015 mm/mm
Aderenza al supporto (T ambiente) pull off		>2 MPa
Prova di strappo per taglio (T ambiente)		>11000 N
Pull out (T ambiente) resistenza all'estrazione		> 1870 Mpa
Modulo di elasticità a trazione 1 strato		214000 Mpa

6.8 AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo per la valutazione della sicurezza strutturale della struttura esistente e per il progetto degli interventi sono coerenti con i valori indicati al cap.2.5 delle NTC 2018. Un accurato rilievo geometrico-strutturale consente l'impiego di valori dei coefficienti parziali di sicurezza per i carichi permanenti ridotti. Le verifiche di sicurezza verranno effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia statiche che sismiche.

7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA





La valutazione della sicurezza segue i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite con impiego di coefficienti parziali di sicurezza. La verifica di sicurezza nei riguardi degli SLU è espressa dall'equazione formale

$$R_d \geq E_d$$

che descrive il rapporto tra le resistenza di progetto R_d in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono e le sollecitazioni di progetto E_d , che rappresentano la domanda.

7.1 RESISTENZE DI PROGETTO MATERIALI ESISTENTI

Il cap.4 delle NTC 2018 fornisce le prescrizioni utili alla determinazione delle resistenze di progetto dei diversi materiali da costruzione da utilizzare nelle verifiche di sicurezza sotto carichi gravitazionali. Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche verranno condotte con riferimento alle indicazioni contenute nel cap.7 delle NTC 2018.

MURATURA

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}) valgono:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad [4.5.2]$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad [4.5.3]$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata secondo quanto indicato al §11.10.3.3, in cui γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla Tab. 4.5.II, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II.

Tab. 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Per la tipologia muraria in opera si adotta un coefficiente di sicurezza per le verifiche in condizioni statiche $\gamma_m=3$.



Per le verifiche della muratura in condizioni sismiche, in accordo alle indicazioni del par.7.8.1.1. delle NTC 2018, il coefficiente di sicurezza adottato per le verifiche sotto carichi gravitazionali può essere ridotto del 20%, pur essendo maggiore o uguale a 2.

Per gli edifici in muratura, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni, ad esclusione di quelle sismiche sono eseguite utilizzando i coefficienti γ_M definiti in Tab. 4.5.II delle NTC2018; **le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche in analisi lineare sono eseguite utilizzando $\gamma_M = 2$** (par.C8.7.1 della Circolare n.7/2019). **In analisi non lineare si assumerà un coefficiente di sicurezza unitario.**

Alla resistenza di progetto così determinata verrà applicata una riduzione proporzionale al fattore di confidenza corrispondente al Livello di Conoscenza raggiunto.

CEMENTO ARMATO

I fattori di confidenza determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti da prove distruttive e/o non distruttive. In accordo alle indicazioni del par.8.7.2 delle NTC 2018, in presenza di azioni sismiche, per gli elementi resistenti in c.a. si considera l'attivazione di meccanismi resistenti di tipo duttile e fragile. I meccanismi "duttili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo utilizzato; i meccanismi "fragili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della **capacità di elementi/meccanismi duttili** si impiegano le **proprietà dei materiali esistenti**, determinate secondo le modalità indicate al § 8.5.3 delle NTC 2018, **divise per i fattori di confidenza** corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto. Per il calcolo della **capacità di elementi/meccanismi fragili**, le **resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza** corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

7.2 RESISTENZE DI PROGETTO MATERIALI NUOVI

MURATURA

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}) valgono:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad [4.5.2]$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad [4.5.3]$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata secondo quanto indicato al §11.10.3.3, in cui γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione





della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla Tab. 4.5.II, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II.

Tab. 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Per la tipologia muraria in opera si adotta un coefficiente di sicurezza per le verifiche in condizioni statiche $\gamma_M=3$.

Per le verifiche della muratura in condizioni sismiche, in accordo alle indicazioni del par.7.8.1.1. delle NTC 2018, il coefficiente di sicurezza adottato per le verifiche sotto carichi gravitazionali può essere ridotto del 20%, pur essendo maggiore o uguale a 2.

Per gli edifici in muratura, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni, ad esclusione di quelle sismiche sono eseguite utilizzando i coefficienti γ_M definiti in Tab. 4.5.II delle NTC2018; **le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche in analisi lineare sono eseguite utilizzando $\gamma_M= 2$** (par.C8.7.1 della Circolare n.7/2019). **In analisi non lineare si assumerà un coefficiente di sicurezza unitario.**

CALCESTRUZZO

Per il calcestruzzo la resistenza di progetto a compressione e f_{cd}

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad [4.1.3]$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

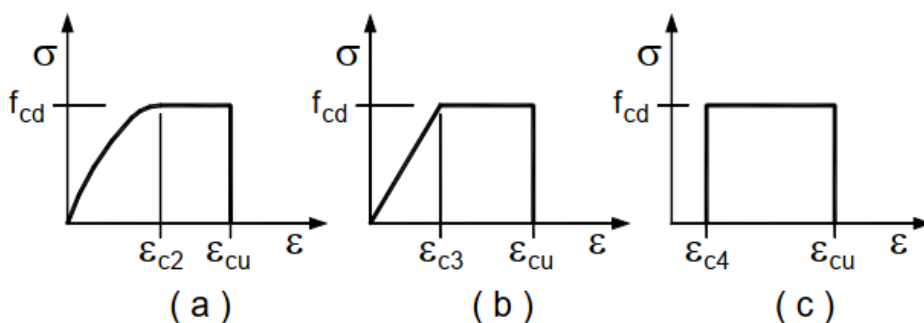
γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Per il diagramma tensione deformazione del calcestruzzo si adotta un modello del tipo parabola rettangolo (a)





$$\varepsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35\%$$

La resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo è f_{ctd}

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad [4.1.4]$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo già definito al § 4.1.2.1.1.1;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (§ 11.2.10.2).

Il coefficiente γ_c assume il valore 1,5.

ACCIAIO PER BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è riferita alla sua tensione di snervamento ed è pari a

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad [4.1.5]$$

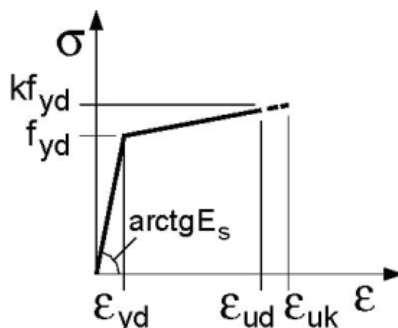
dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (§ 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (tre-fole e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VIII.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,5.

Il diagramma tensione deformazione dell'acciaio per barre di armatura è di tipo bilineare con incrudimento



LEGNO

I valori di progetto per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano con riferimento combinato alle classi di servizio e alla classe di durata del carico. Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

Dove



X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale;

γ_m è il coefficiente di sicurezza secondo Tab.4.4.III delle NTC 2018

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40

K_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto della durata del carico e dell'umidità sui parametri di resistenza, Tab. 4.4.IV delle NTC 2018

Tab. 4.4.IV - Valori di K_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

7.3 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N



da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. delle NTC 2018. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo. L'Unità Strutturale, oggetto della presente verifica di sicurezza, rientra nelle COSTRUZIONI DI TIPO 2 CON LIVELLI DI PRESTAZIONI ORDINARI e $V_N=50$ anni.

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

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

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 DM 5/11/2001, 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.

Gli istituti scolastici, come quello in oggetto, appartengono alla Classe III.

Sulla base della classe d'uso dell'edificio è possibile individuare un COEFFICIENTE D'USO C_U , fornito in tab.2.4.II delle NTC 2018

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

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



che consente la definizione di un periodo di riferimento V_R , utile per la definizione della domanda sismica.

L'Unità strutturale, oggetto della verifica di sicurezza, ha un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$, cui corrisponde un periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni.

7.4 AZIONI ELEMENTARI

La valutazione della sicurezza dell'Unità Strutturale prende in considerazione le azioni agenti sulla struttura nella vita utile. In particolare si considerano:

- a) **PERMANENTI (G):** azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- b) **VARIABILI (Q):** azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
 - sovraccarichi;
 - azioni del vento;
 - azioni della neve;
 - azioni della temperatura.

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

- c) **ECCEZIONALI (A):** azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d) **SISMICHE (E):** azioni derivanti dai terremoti.

Per la tipologia di struttura in esame, considerata la sua vita nominale, il suo utilizzo verranno considerate le seguenti azioni elementari: azioni permanenti e semipermanenti, azione della neve, azione sismica.



I valori delle azioni variabili da considerare nella valutazione della sicurezza saranno coerenti con quelli prescritti nella tab. 3.1.II delle NTC 2018

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00



Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Figura 50Tab.3.1.II Valori dei sovraccarichi variabili

7.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La valutazione della sicurezza condotta con riferimento allo SLU sarà basata sulla combinazione delle azioni elementari, definita al par. 2.5.3. delle NTC 2018

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno calcolati tenendo conto delle masse associate alla seguente combinazione dei carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

I valori dei coefficienti di sicurezza da adottare nelle combinazioni delle azioni sono forniti in tab. 2.6.II delle NTC 2018, di seguito riportata:



Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 51 Tab.2.6.II- Coefficienti parziali di sicurezza azioni elementari

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono riportati in Tab.2.5.I delle NTC 2018. Considerato l'uso dell'US, verranno considerate azioni variabili derivanti dalla **cat. C -Ambienti suscettibili di affollamento**; ai solai di sottotetto non praticabili e alle coperture non praticabili sono associati carichi variabili corrispondenti alla **cat. H – Coperture accessibili per la sola manutenzione** e **cat. Neve**.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

Figura 52 Tab.2.5.I Coefficienti di combinazione azioni variabili



7.6 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano nel seguito i valori dei carichi adottati nel modello di calcolo e basati sulle indagini effettuate in sito e i valori di carico risultanti dagli interventi di progetto.

CORPO A

ID:	Solaio corpo A +4.82					
tipo:	VE.04-SI.03					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.25	0.07	1.00	0.40	25	1.09
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	25	1.25
Pignatta	0.25	1.00	1.00	1.00	8	2.00
gk1						4.34
ID:	Solaio corpo A +4.82					
tipo:	VE.04-SI.03					
massetto	0.04	1.00	1.00	1.00	22	0.77
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.02	1.00	1.00	1.00	20	0.30
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						2.26
ID:	Solaio corpo A +4.82					
tipo:	VE.04-SI.03					
qk	cat. C					3.00



ID:	Solaio corpo A sottotetto					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.20	0.07	1.00	0.40	25	0.88
soletta c.a	0.04	1.00	1.00	1.00	25	1.00
Pignatta	0.20	1.00	1.00	1.00	8	1.60
gk1						3.48
ID:	Solaio corpo A sottotetto					
tipo:						
massetto	0.00	1.00	1.00	1.00	22	0.00
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
tramezzi						0.00
intonaco	0.00	1.00	1.00	1.00	19	0.00
gk2						0.00
ID:	Solaio corpo A sottotetto					
tipo:						
qk	cat. H					0.50

CORPO B

ID:	Solaio corpo B +4.82m, +8.86m, +12.66 m, +15.81 m					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.20	0.08	1.00	0.40	25	1.00
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	25	1.25
pignatta	0.20	1.00	1.00	1.00	8	1.60
gk1						3.85
ID:	Solaio corpo B +4.82m, +8.86m, +12.66 m, +15.81 m					
tipo:						
massetto	0.05	1.00	1.00	1.00	20	1.00
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	22	0.22
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						2.41
ID:	Solaio corpo B +4.82m, +8.86m, +12.66 m, +15.81 m					
tipo:						
qk	cat. C					3.00



ID:	Solaio copertura corpo B latero-cemento					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.16	0.06	1.00	0.30	25	0.80
soletta c.a	0.00	1.00	1.00	1.00	25	0.00
pignatta	0.16	1.00	1.00	1.00	8	1.28
gk1						2.08
ID:	Solaio copertura corpo B latero-cemento					
tipo:						
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	20	0.60
guaina	0.00	1.00	1.00	1.00	0	0.10
pavimento linoleum	0.00	1.00	1.00	1.00	10	0.00
tramezzi						0.00
intonaco	0.02	1.00	1.00	1.00	19	0.29
gk2						0.99
ID:	Solaio copertura corpo B latero-cemento					
tipo:						
qk	cat. H					0.50

CORPO C

ID:	Solaio corpo C +4.82m lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.20	0.10	1.00	0.50	25	1.00
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	25	1.25
Pignatta	0.20	1.00	1.00	1.00	8	1.60
gk1						3.85
ID:	Solaio corpo C +4.82m lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
massetto	0.05	1.00	1.00	1.00	22	1.10
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	10	0.10
tramezzi						0.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						1.39
ID:	Solaio corpo C +4.82m lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
qk	cat. C					3.00



ID:	Solaio corpo C 8.86 m, +12.66 m- lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.20	0.10	1.00	0.50	25	1.00
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	25	1.25
Pignatta	0.20	1.00	1.00	1.00	8	1.60
soletta c.a. alleggerita	0.05	1.00	1.00	1.00	18	1.60
gk1						5.45
ID:	Solaio corpo C 8.86 m, +12.66 m- lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	18	0.54
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	18	0.00
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	10	0.10
tramezzi						0.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						0.83
ID:	Solaio corpo C 8.86 m, +12.66 m- lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
qk	cat. C					3.00

ID:	Solaio copertura corpo C latero-cemento					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.16	0.06	1.00	0.30	25	0.80
soletta c.a	0.00	1.00	1.00	1.00	25	0.00
pignatta	0.16	1.00	1.00	1.00	8	1.28
gk1						2.08
ID:	Solaio copertura corpo C latero-cemento					
tipo:						
tegole	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.40
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento linoleum	0.00	1.00	1.00	1.00	10	0.00
tramezzi						0.00
intonaco	0.00	1.00	1.00	1.00	19	0.00
gk2						0.40
ID:	Solaio copertura corpo C latero-cemento					
tipo:						
qk	cat. H					0.50



ID:	Solaio corpo C +4.82, +8.86 lato palestre					
tipo:	VE.02-SI.02					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.24	0.14	1.00	0.50	25	1.68
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	18	0.90
Pignatta	0.00	1.00	1.00	1.00	0	0.00
gk1						2.58
ID:	Solaio corpo C +8.86					
tipo:	VE.02-SI.02					
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	18	0.54
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	20	0.20
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						1.93
ID:	Solaio corpo C +8.86					
tipo:	VE.02-SI.02					
qk	cat. C					3.00

ID:	Solaio di copertura					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
travi	0.15	0.15	1.00	1.00	5	0.11
travicelli	0.03	0.08	1.00	0.20	5	0.06
pianelle	0.03	1.00	1.00	1.00	18	0.54
gk1						0.71
ID:	Solaio di copertura					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
membrana freno vapore						0.05
guaina						0.20
tegole						0.60
gk2						0.85
ID:	Solaio di copertura					
tipo:	legno massiccio					
qk	cat.H					0.50
qneve	cat.neve					0.80



CORPO D

ID:	Solaio corpo D +6.9m					
tipo:	VE.03-SI.04					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travi doppio IPN280				0.88		1.09
soletta c.a	0.03	1.00	1.00	1.00	25	0.75
pignatta	0.22	1.00	1.00	1.00	8	1.76
gk1						3.60
ID:	Solaio corpo D +6.9m					
tipo:	SI.04					
massetto	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento linoleum	0.01	1.00	1.00	1.00	10	0.10
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						1.29
ID:	Solaio corpo D +6.9m					
tipo:	SI.04					
qk	cat. C					3.00

ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
travi	0.15	0.15	1.00	1.00	5	0.11
travicelli	0.03	0.08	1.00	0.20	5	0.06
pianelle	0.03	1.00	1.00	1.00	18	0.54
gk1						0.71
ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
membrana freno vapore						0.05
volta in camorcanna						0.55
guaina						0.20
tegole						0.60
gk2						1.40
ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
qk	cat.H					0.50
qneve	cat.neve					0.80



CORPO E

ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
travi	0.15	0.15	1.00	1.00	5	0.11
travicelli	0.03	0.08	1.00	0.20	5	0.06
pianelle	0.03	1.00	1.00	1.00	18	0.54
gk1						0.71
ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
membrana freno vapore						0.05
volta in camorcanna						0.55
guaina						0.20
tegole						0.60
gk2						1.40
ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
qk	cat.H					0.50
qneve	cat.neve					0.80



PENSILINA ESTERNA

ID:	Solaio pensilina esterna					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.20	0.10	1.00	0.50	25	1.00
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	25	1.25
pignatta	0.20	1.00	1.00	1.00	8	1.60
gk1						3.85
ID:	Solaio pensilina esterna					
tipo:						
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	20	0.60
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento linoleum	0.01	1.00	1.00	1.00	10	0.10
tramezzi						0.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						0.89
ID:	Solaio pensilina esterna					
tipo:						
qk	cat. C					4.00

AZIONE DELLA NEVE

Il valore caratteristico del carico accidentale da neve viene determinato sulla base delle prescrizioni del par. 3.4 delle NTC 2018.

1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $as \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $as \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): [m]



Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo **1.50** [kN/m²]

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta $C_e=1$. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1



3.1.1 Classe di topografia:

Normale

Il coefficiente di esposizione vale:

C_E

1.00

3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Il coefficiente topografico vale:

C_t

1.00

3.2 Coefficiente di forma

3.2.1 Inclinazione della falda α (1)

40 [deg]

3.2.2 Inclinazione della falda α (2)

40 [deg]

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

α_1 (inclinazione falda)	40 [deg]
α_2 (inclinazione falda)	40 [deg]

μ_1 (α_1)	0.53
μ_1 (α_2)	0.53

Si considera un carico da neve in copertura pari a 80 kg/m².

7.7 AZIONE SISMICA

In accordo alle indicazioni del par. 8.3 delle NTC 2018, le verifiche agli SLU in condizioni sismiche su strutture esistenti possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al par.7.3.6. delle NTC 2018.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **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.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione 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 e 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 rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 53 Tab 3.2.I Probabilità di superamento PVR

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR si ricava il periodo di ritorno TR del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{VR}) \quad [3.2.0]$$

In accordo alle indicazioni del par.8.3 delle NTC, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti possono essere eseguite con riferimento ai solo SLU, considerando per la combinazione sismica il rispetto della condizione SLV o in alternativa la condizione SLC.

CATEGORIA DI SUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE DEL SITO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3 del D.M. 2018. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II della



stessa norma, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2 del D.M. 2018. I valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, VS,eq (in m/s), definita dall'espressione.

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

Dove

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

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio VS,eq è definita dal para-metro VS,30, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II del D.M. 2018.



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

Figura 54 Tab.3.2.II del D.M. 17/01/2018

Al fine di caratterizzare sismicamente l'area in esame, La Classedil s.r.l., in data 9 Settembre 2021, ha eseguito una prospezione geofisica consistente in una prova di sismica attiva (SASW/MASW) nel cortile interno del Polo Tecnico Professionale – Sezione Professionale E. Stoppa in Comune di Lugo (RA); la prospezione è stata effettuata con uno stendimento di lunghezza pari a 36 m e passo intergeofonico pari a 2 m. Le prove SASW/MASW sono utili per ricavare il parametro Vs30, richiesto dalla nuova normativa sismica. Questo tipo di indagine mira a ricostruire la curva di dispersione della velocità di fase delle onde di superficie generate in sede di energizzazione. Tramite le prove MASW vengono misurate le velocità sismiche delle onde superficiali a diverse frequenze. La variazione di velocità a diverse frequenze (dispersione) è imputabile prevalentemente alla stratificazione delle velocità delle onde S i cui valori sono ricavabili da una procedura di inversione numerica. Le informazioni che seguono fanno riferimento al RAPPORTO DI PROVA RdP2021056-B_Rev.1 del 16/09/2021 allegato alla presente documentazione.



Figura 55 Ubicazione prospezione SASW/MASW



Figura 56 Esecuzione di prospezione SASW/MASW



LUGO (RA)-POLO TECNICO PROFESSIONALE – SEZ. PROFESSIONALE E. STOPPA
MISURA DI SISMICA ATTIVA – SASW CON ELABORAZIONE MASW

Inizio registrazione: 09/09/21 11:11:13 Fine registrazione: 09/09/21 11:31:51
Durata registrazione: 0h00'02" Freq. campionamento: 512 Hz

Nomi canali: B1 ; B2 ; B3 ; B4 ; B5 ; B6 ; B7 ; B8 ;
B9 ; B10 ; B11 ; B12 ; B13 ; B14 ; B15 ; B16 ; B17 ;
B18

Array geometry 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.0 16.0 18.0 20.0 22.0 24.0 26.0 28.0 30.0 32.0 34.0 36.0

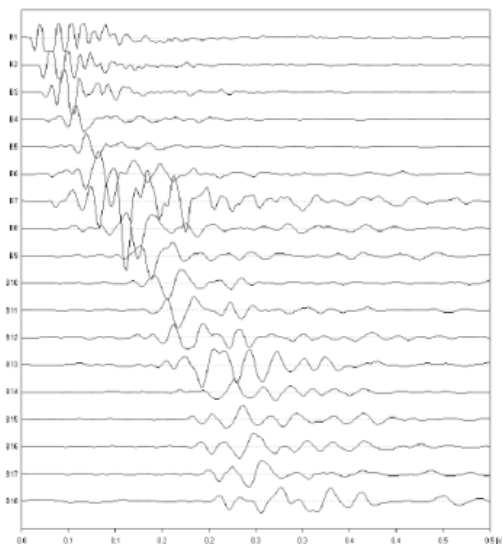


Figura 57 Risultati delle Indagini (SASW/MASW)

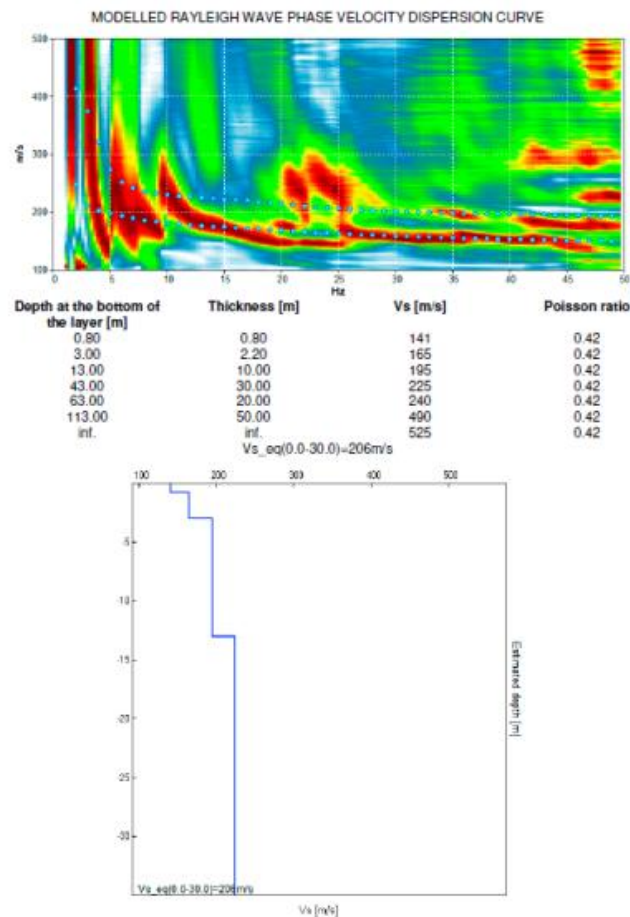


Figura 58 Risultati delle Indagini (SASW/MASW)

Relativamente alla valutazione della Risposta Sismica Locale del sito con procedura semplificata (NTC-2018), che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, il valore di Vs_eq rilevato corrisponde all'intervallo che definisce la **CATEGORIA DI SOTTOSUOLO "C"**.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III D.M.2018):

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

Figura 59 Tab.3.2.III D.M. 17/01/2018 - Categorie topografie

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica l'area in oggetto può essere classificata di categoria **T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "**.



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 PVR.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione;

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

$$S = S_s \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

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

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del 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 dalla relazione

$$T_C = C_c \cdot T_c^*, \quad [3.2.5]$$

dove: T_C^* è definito al § 3.2 e 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, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3 \quad [3.2.6]$$

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

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad [3.2.7]$$

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 definite nel § 3.2.2 delle NTC 2018, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_s , il coefficiente topografico ST e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

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

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 60 Tab.3.2.IV - Valori dei coefficienti S_s e C_C per le diverse categorie di suolo

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella Tab. 3.2.V delle NTC 2018, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 delle NTC 2018 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.



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

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

Figura 61 Tab.3.2.V Valori dei coefficienti di amplificazione topografica S_T

Si riporta nel seguito la scheda di localizzazione del sito e la definizione dello spettro elastico della componente orizzontale e verticale del sisma.

Sito Struttura Componenti

Ubicazione del sito

Longitudine: Latitudine:

Tipo di interpolazione: ☐ Media ponderata ([3] in §All. A) ☒ Superficie rigata [SCA]

Tab. 2, All. B:

Reticolo intorno al sito

Sito di ubicazione della costruzione:
Long. = 11.910454, Lat. = 44.417634

Vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il sito:
1: ID 17404: Long. = 11.88192, Lat. = 44.37395, distanza dal sito (km) = 5.36
2: ID 17182: Long. = 11.88061, Lat. = 44.42395, distanza dal sito (km) = 2.472
3: ID 17183: Long. = 11.95059, Lat. = 44.42487, distanza dal sito (km) = 3.287
4: ID 17405: Long. = 11.95178, Lat. = 44.37489, distanza dal sito (km) = 5.777

Risultano 2 Comuni compresi nella maglia:
Cotignola (RA): 11.941667,44.384444
Lugo (RA): 11.912222,44.419167

Comune più vicino al sito:
Lugo (RA): 11.912222,44.419167



Pericolosità sismica di base

T,R (anni)	a,g (g)	F.o	T,C* (sec)
30	0.056	2.449	0.260
50	0.071	2.436	0.270
72	0.083	2.444	0.280
101	0.096	2.437	0.289
140	0.110	2.445	0.290
201	0.129	2.433	0.290
475	0.183	2.408	0.306
975	0.239	2.398	0.311
2475	0.326	2.428	0.326

Risposta sismica locale

Approccio semplificato secondo Normativa

Categoria di sottosuolo

Categoria topografica

Quota sito/Altezza rilievo $[0 \leq (h/H) \leq 1]$

Amplificazione topografica S_T $(§3.2.3.2.1: S_T = 1.000)$

T,R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a,max (g)	F.o	T,C (sec)	a,max (g)	F.v	T,C (sec)
30	0.084	2.449	0.426	0.056	0.782	0.150
50	0.107	2.436	0.437	0.071	0.876	0.150
72	0.125	2.444	0.447	0.083	0.951	0.150
101	0.144	2.437	0.457	0.096	1.019	0.150
140	0.165	2.445	0.458	0.110	1.095	0.150
201	0.194	2.433	0.458	0.129	1.180	0.150
475	0.263	2.408	0.475	0.183	1.391	0.150
975	0.324	2.398	0.480	0.239	1.583	0.150
2475	0.399	2.428	0.496	0.326	1.872	0.150

Vita nominale, Classe d'uso, Stati limite

Vita nominale (anni): $V_N =$

Classe d'uso:

Coefficiente d'uso: $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N * C_U = 75$

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (Tab. 3.2.I)
Tempo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Stati Limite	P,VR (%)	T,R (anni)
SLO	81	45
SLD	63	75
SLV	10	712
SLC	5	1462



Parametri di Spettro

Approccio semplificato secondo Normativa:

Stati Limite	T.R (anni)	Orizzontale							Verticale					
		a.g (g)	S.S	S	F.o	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	a.g (g)	S	F.v	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)
SLO	45	0.068	1.500	1.500	2.439	0.145	0.434	1.872	0.068	1.000	0.859	0.050	0.150	1.000
SLD	75	0.084	1.500	1.500	2.443	0.149	0.448	1.936	0.084	1.000	0.956	0.050	0.150	1.000
SLV	712	0.213	1.393	1.393	2.402	0.159	0.478	2.452	0.213	1.000	1.497	0.050	0.150	1.000
SLC	1462	0.274	1.304	1.304	2.411	0.162	0.486	2.696	0.274	1.000	1.704	0.050	0.150	1.000

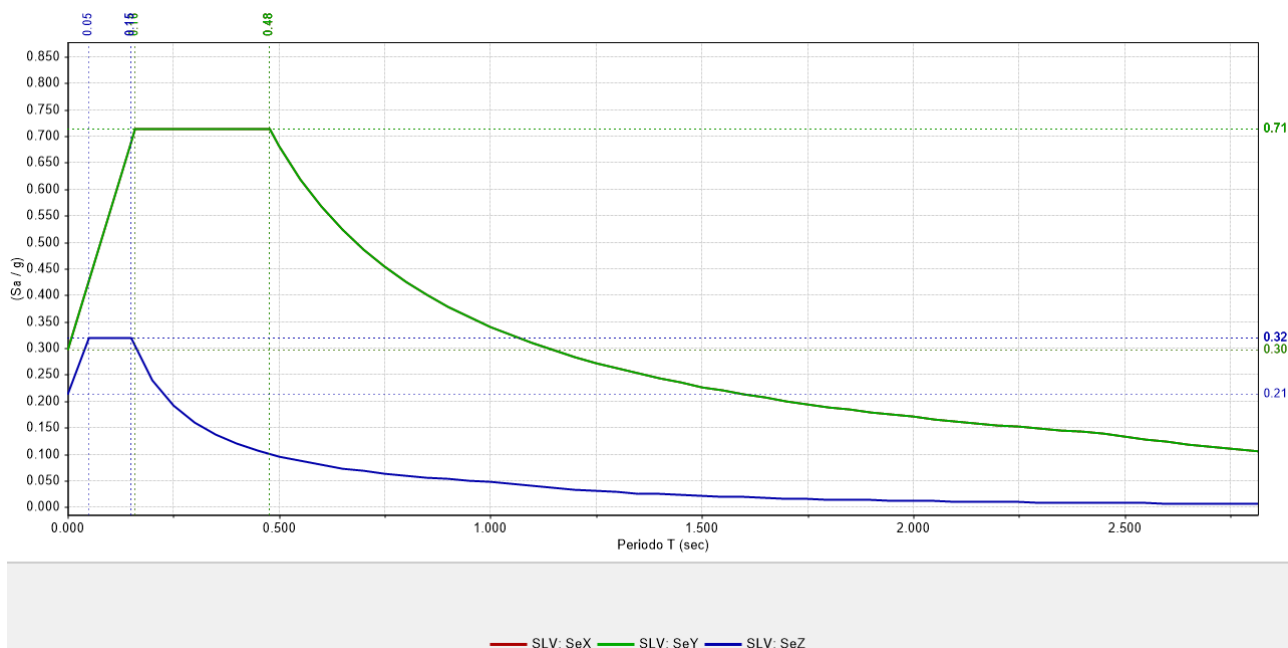


Figura 62 Spettri elastici di progetto delle componenti orizzontali e verticali allo SLV

FATTORE DI STRUTTURA E SPETTRO DI PROGETTO

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata. Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, **nel caso di analisi non lineare statica ponendo $\eta = 1$, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento**. Il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. In accordo alle prescrizioni del cap.C8.5.5 della Circolare n.7/2019 per la verifica di edifici esistenti con analisi lineare e impiego del fattore di struttura q , si possono utilizzare i seguenti valori:



- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura >15% (elementi semipieni, forati...).

in cui α_u / α_1 sono definiti in accordo al par. 7.8.1.3 delle NTC 2018. In assenza di più precise valutazioni, il rapporto non può essere assunto superiore a 1.5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto α_u / α_1 possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α_1 :

- costruzioni di muratura ordinaria $\alpha_u / \alpha_1 = 1,7$
- costruzioni di muratura armata $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$
- costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$
- costruzioni di muratura confinata $\alpha_u / \alpha_1 = 1,6$
- costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u / α_1 pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La costruzione in esame è non regolare in altezza si applica dunque la riduzione del 25% per q valutato per strutture regolari in altezza; la costruzione è non regolare in pianta, per cui si assume un coefficiente di partenza $\alpha_u / \alpha_1 = 1,7$ corrispondente alla categoria di costruzioni in muratura ordinaria, mediato con il valore unitario.

Il fattore di comportamento della struttura si assume pertanto pari a :

$$q_{lim} = 0.75 \times 2.00 \times ((1.7+1)/2) = 2.00.$$

L'analisi dei meccanismi complanari della struttura verranno analizzati con un'analisi statica non lineare tipo Push over considerando un'azione sismica corrispondente allo spettro elastico con **fattore di comportamento $q=1$** ; le **verifiche di resistenza fuori piano** vengono eseguite separatamente considerando un'analisi dinamica modale con spettro di risposta di progetto con **fattore di comportamento $q=3$** , in accordo alle indicazioni del par.7.8.1.5.2 delle NTC 2018.

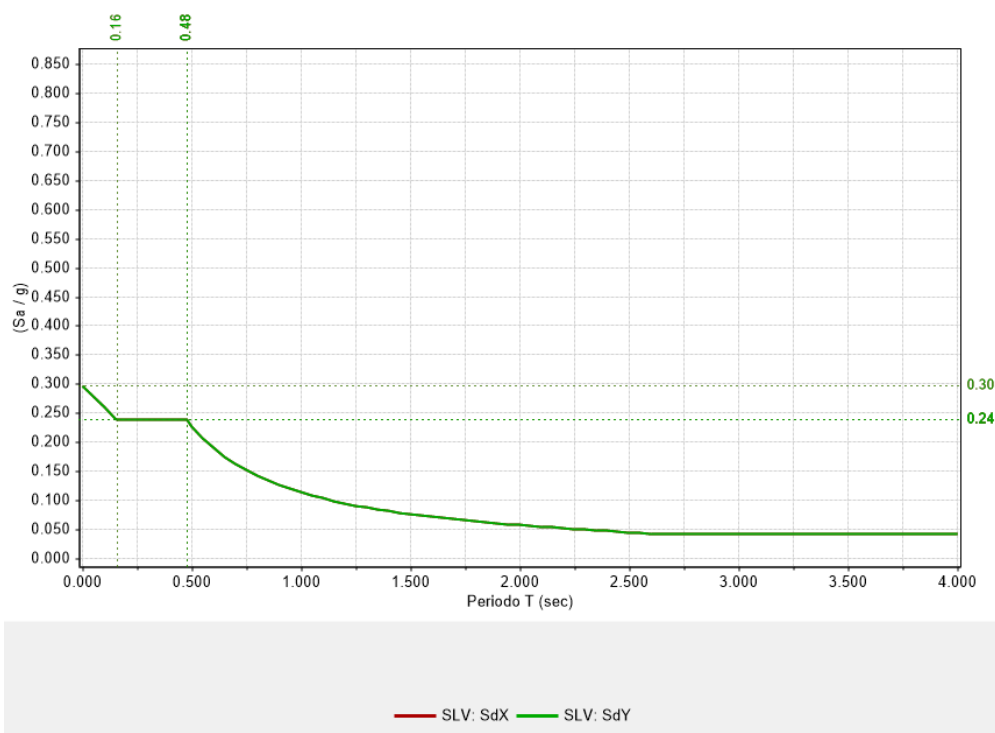


Figura 63 Spettro di progetto per verifica fuori piano convenzionale $q=3$

CRITERI DI MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni conseguenti al moto sismico possono essere modellate sia attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia attraverso storie temporali del moto del terreno, opportunamente selezionate. **L'azione sismica verrà modellata attraverso spettri di risposta.**

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, **deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.** Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

8 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

In accordo al par.7.2.6 delle NTC 2018, il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali. **Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione.** In caso non siano effettuate analisi specifiche, la **rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati**, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.



A meno di specifiche valutazioni e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, **gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore**, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.

L'intervento di miglioramento sismico ha previsto la realizzazione di una serie di irrigidimenti di piano mediante intervento di realizzazione di diaframmi di piano a secco (con telaio in legno e cavi di acciaio) o mediante realizzazione di una soletta in c.a. gettata in opera con sp minimo di 4 cm. La realizzazione di questi irrigidimenti ha consentito l'assunzione di campi di solaio di rigidi in corrispondenza dei solai oggetto di intervento di realizzazione di soletta in c.a.. Gli irrigidimenti realizzati a secco sono stati modellati esplicitamente mediante l'introduzione nel modello di elementi beam travi in legno ed elementi asta per i cavi in acciaio. I solai sui quali non si è intervenuti sono stati considerati deformabili. Quando la costruzione, per la presenza di orizzontamenti di rigidezza trascurabile o di una maglia muraria diradata e/o non sufficientemente connessa, non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, la verifica sismica globale può essere svolta attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali su macroelementi, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sugli elementi considerati e si tenga eventualmente conto delle forze che si assume vengano scambiate tra i diversi sottosistemi strutturali. **Per tenere conto della deformabilità degli impalcati e al contempo del comportamento di insieme dei fabbricati dovuti alla presenza degli ammorsamenti e della continuità strutturale, la modellazione dell'US sarà di tipo tridimensionale e verranno tenute in conto le interazioni individuate durante la compagna di indagine. Tuttavia, le verifiche di sicurezza condotte terranno conto del possibile, prematuro, collasso di singoli paramenti murari prima dell'attivazione di meccanismi di insieme mediante la definizione di elementi "paramento" murario con caratteristiche e comportamento omogeneo nel piano del muro.** Tamponature e tramezzi verranno considerati nel modello di calcolo come massa.

Uno degli aspetti più complessi nell'analisi degli edifici esistenti in muratura è rappresentato dalla modellazione globale della struttura resistente. Attualmente la modellazione con elementi finiti bidimensionali rappresenta la modellazione più attendibile nel caso di strutture murarie, ma purtroppo essa risulta molto onerosa dal punto di vista computazionale, soprattutto per strutture di grandi dimensioni. Data la complessità e l'estensione dell'edificio oggetto di studio, si è scelto quindi di utilizzare una tipologia di modellazione semplificata, utilizzando elementi finiti monodimensionali connessi tra loro al fine di realizzare un cosiddetto **"telaio equivalente"**.

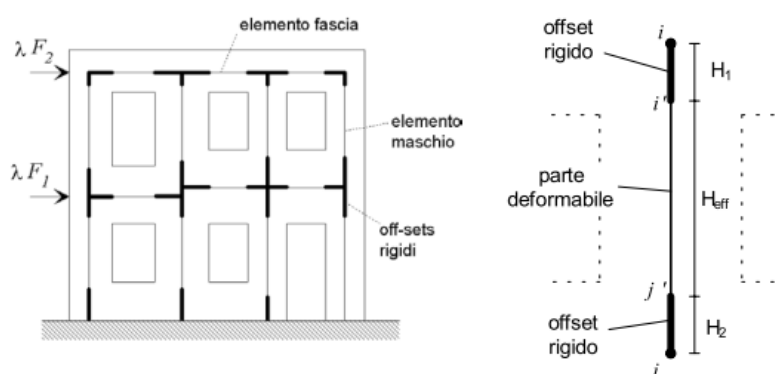


Figura 64 Schema modello FEM telaio equivalente

Il metodo a "telaio equivalente" si basa sul presupposto che ciascuna parete muraria possa essere idealizzata mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale) ed elementi nodo. Gli elementi maschi e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio ("beam-column") deformabili assialmente e a taglio. Poiché si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, la loro modellazione numerica viene effettuata introducendo opportuni bracci rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia. Sulla base di quanto esposto risulta che un elemento maschio murario sarà costituito da una parte deformabile con resistenza finita, e di una o due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento. L'altezza della parte deformabile o «altezza efficace» del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce (1989) con la seguente relazione per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo

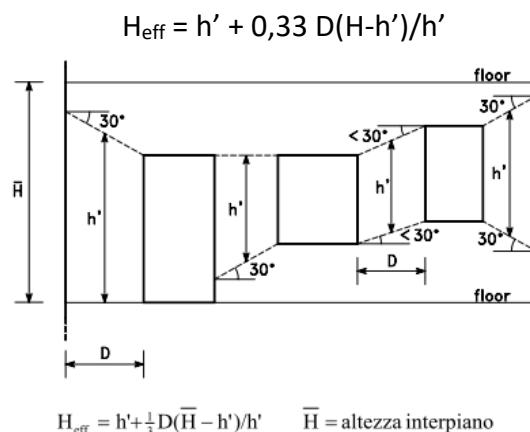


Figura 65 Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989)

L'elemento maschio ha un comportamento lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura. La matrice di rigidezza in fase elastica assume la forma consueta per elementi di telaio con deformazione a taglio e risulta determinata una volta definiti il modulo di Young E, il modulo G e la geometria della sezione. L'elemento fascia è formulato in maniera analoga all'elemento maschio, anche se la sua lunghezza efficace viene determinata mantenendo fissa la lunghezza degli offset rigidi dei nodi. L'intersezione tra maschi murari viene

modellata utilizzando semplici maschi a sezione rettangolare; la continuità fra gli spostamenti verticali dei due muri ortogonali viene imposta al livello dei solai mediante gli offset rigidi che permettono di schematizzare l'ammorsamento fra le pareti.

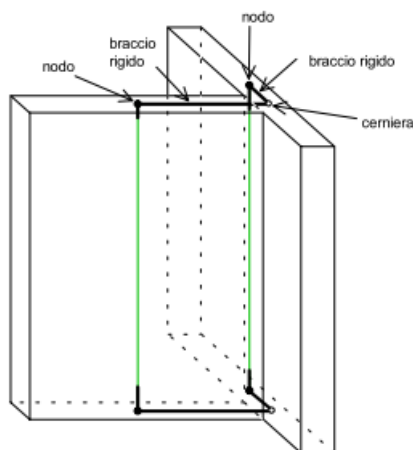
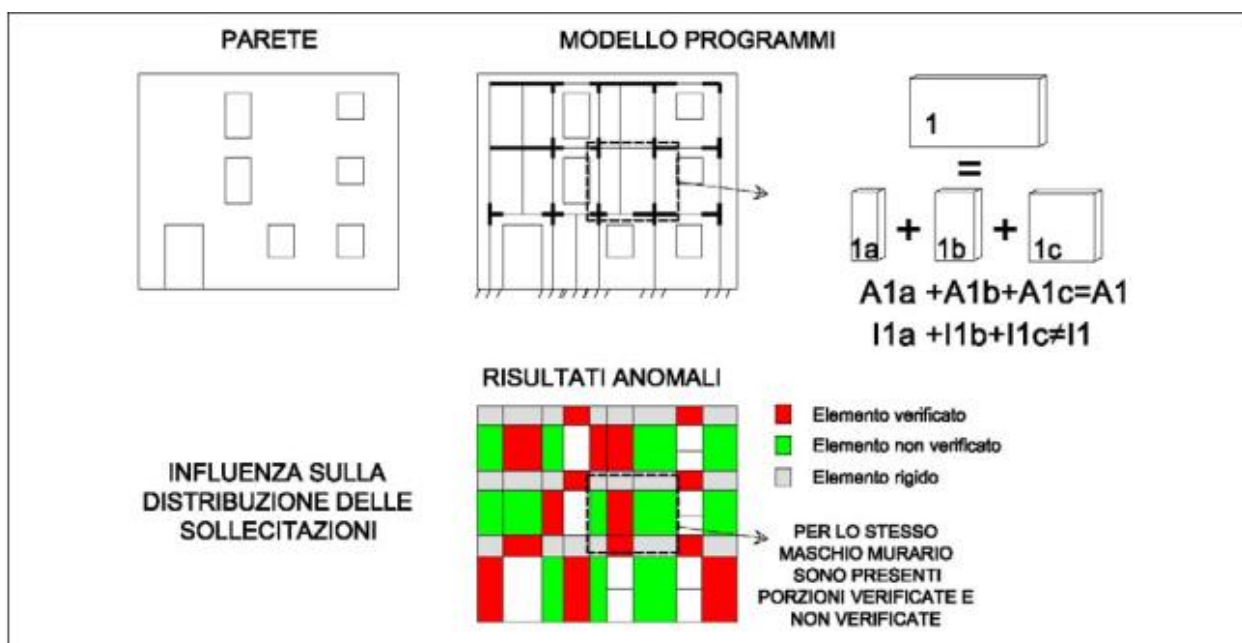


Figura 66 Modellazione dell'intersezione tra maschi murari

Analizzando le problematiche connesse alla modellazione a telaio equivalente si osserva che un problema rilevante è l'individuazione dello schema di telaio adeguato a ciascuna parete, in grado cioè di fornire una risposta abbastanza corrispondente a quella reale. Nella maggior parte dei casi, infatti gli edifici in muratura esistenti sono costituiti da pareti murarie caratterizzate da configurazioni geometriche piuttosto complesse connesse alla disposizione non regolare delle aperture. Può accadere ad esempio che alcuni maschi murari si suddividono in più maschi o si riuniscono in un solo maschio murario ai piani superiori.





In tali casi, le schematizzazioni delle pareti sono spesso effettuate con modelli nei quali un singolo maschio murario viene suddiviso in due o più ritti connessi da un traverso rigido. Tale modellazione restituisce l'effettiva rigidità tagliente del maschio, ma non quella flessionale, influenzando così sia la distribuzione delle sollecitazioni che il periodo di vibrazione della struttura. Inoltre la divisione di un maschio in più ritti può portare in fase di verifica alla condizione anomala per cui per lo stesso maschio murario possono essere presenti porzioni di maschio verificate ed altre non verificate. Per ovviare a tale problema è stato necessario modellare ogni singolo maschio murario con una sola asta o in altri casi si è proceduto alla divisione del maschio murario in più ritti che siano globalmente equivalenti ad esso (in termini di deformazione tagliente e rigidità flessionale), considerando poi in fase di verifica la somma delle sollecitazioni agenti sui singoli elementi.

8.1 CONSIDERAZIONI SULLE FASCE MURARIE

In merito alla modellazione delle fasce le NTC18 al par. 7.8.1.5.2 prescrivono che è possibile considerare le fasce come travi di accoppiamento solo se esse siano sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato all'estremità, e che comunque in tal caso è sempre necessario effettuare le verifiche di resistenza di tali elementi. Nella maggior parte dei casi, invece, pur considerando le fasce efficaci nel modello, non vengono effettuate le verifiche di tali elementi considerandole, quindi, infinitamente resistenti. Inoltre alcuni programmi di calcolo modellano le fasce non solo come elementi infinitamente resistenti ma anche come infinitamente rigidi, effettuando un'analisi per piano. Nei modelli in cui non si tiene conto dell'effettiva resistenza e rigidità delle fasce di piano si determina per effetto delle forze sismiche una diversa distribuzione dei momenti flettenti e dello sforzo normale rispetto all'effettivo schema. Tale variazione di sforzo normale incide notevolmente sulla capacità resistente dei maschi murari (in particolare nel caso di pareti snelle), dato che sia nel caso di rottura per scorrimento orizzontale che per trazione diagonale lo sforzo normale agente sul maschio murario fornisce un contributo determinante per la sua resistenza a taglio. Poiché nello schema a "telaio equivalente", le fasce murarie sotto l'azione dei carichi distribuiti dovuti ai solai e al peso proprio, sono sottoposte a Taglio e a Momento, generalmente in assenza di sforzo normale, le verifiche a Pressoflessione e a Taglio risultano non soddisfatte. Dal punto di vista sismico, la conseguenza è notevole: in analisi lineare, si ottengono coefficienti di sicurezza praticamente nulli (già solo sotto carichi verticali la verifica della striscia risulta non soddisfatta, e quindi essa non è in grado di sostenere ulteriori sollecitazioni prodotte dalle azioni sismiche); in analisi statica non lineare, le fasce vengono 'degradate' fin dal passo iniziale e l'accoppiamento fra i maschi si indebolisce, con successive possibili premature labilità. Le formulazioni della Normativa (par.7.8.2.2.4 delle NTC 2018) per le fasce murarie si riferiscono ai meccanismi che si generano per effetto delle forze sismiche e non sono adatte a descrivere il loro comportamento per effetto dei soli carichi verticali. Sotto l'azione dei carichi verticali, le forze agenti sulle fasce sono riportate ai maschi murari attraverso un comportamento ad arco, come descritto nell'immagine di seguito riportata.

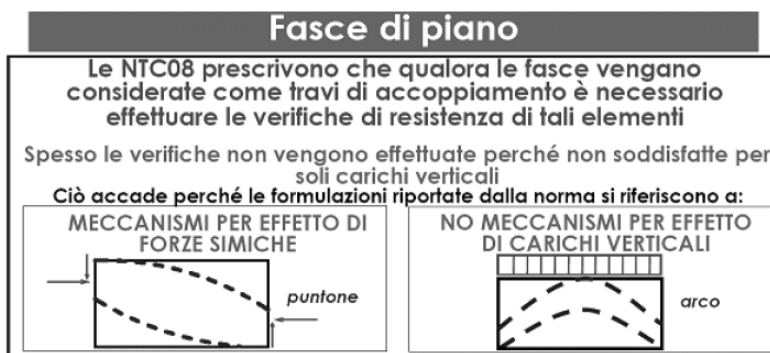


Figura 67 Comportamento fasce murarie sotto azione sismica e sotto carichi gravitazionali

Una possibile soluzione a questo problema di modellazione consiste nel considerare i carichi verticali agenti sulla fascia come due forze concentrate applicate all'estremità della stessa. In Aedes PCM (software di calcolo agli elementi finiti utilizzato per l'analisi globale della struttura) è possibile selezionare per ogni singola fascia la proprietà "Comportamento ad arco": in tal caso, la fascia, la cui lunghezza coincide con la luce deformabile, non partecipa alla ripartizione del carico di solaio. I carichi agiscono sui link rigidi che collegano le estremità della fascia ai maschi adiacenti, trasferendosi quindi direttamente sui maschi. Questo comportamento non interessa le travi, per le quali, ovviamente, il comportamento tagliante e flessionale viene regolarmente considerato applicando il carico distribuito lungo la luce della trave stessa. Grazie a questa opzione, è possibile ovviare al problema di fasce per le quali non si riesce a soddisfare la verifica statica, aderendo maggiormente alla realtà fisica dell'edificio. Si deve comunque tenere presente che in ogni caso la fascia appartiene ad uno schema intelaiato: specialmente in edifici multipiano, gli effetti di deformazioni differenziali dei maschi di appoggio possono indurre azioni taglianti e flessionali di tipo statico sulla fascia, anche se questa non è direttamente caricata lungo la sua luce, con possibile permanente difficoltà di verifica in analisi statica non sismica. **La presenza di cordoli di piano e di architravi, rilevati durante la compagna di indagine, ha consentito l'adozione per alcune fasce murarie di una realistica resistenza a trazione tale per cui le fasce sono state considerate travi di accoppiamento per i maschi murari. In alcune porzioni del fabbricato, il quadro fessurativo ha evidenziato la presenza di forti danneggiamenti delle fasce, non più efficaci come travi di accoppiamento. In questi casi si è optato per un vincolamento a biella delle fasce stesse che tenga conto del meccanismo da fasce debole. In** accordo alle indicazioni del paragrafo C8.7.1.3.1 della Circolare n.7/2019, il dominio di resistenza a pressoflessione delle fasce murarie considerate efficaci è stato definito sulla base di una resistenza a trazione (f_{ftd}), generata nella sezione di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura, in questo caso, possono coinvolgere la resistenza a trazione dei blocchi f_{btd} o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali; la resistenza a trazione orizzontale è valutata sulla base della seguente relazione

$$f_{ftd} = \min \left(\frac{f_{btd}}{2}; f_{v0d} + \frac{\mu \sigma_y}{\Phi} \right) \quad [C8.7.1.15]$$

dove σ_y è la tensione normale media agente sui giunti orizzontali nelle sezioni di estremità, f_{v0d} è la resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali (che cautelativamente può essere trascurata), μ è il coefficiente di attrito locale del giunto, ϕ è il coefficiente di ingranamento murario.

9 METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

La scelta del metodo di analisi per la valutazione della sicurezza strutturale e per la progettazione degli interventi su strutture esistenti è di fondamentale importanza. La normativa vigente consente l'impiego di analisi di tipo lineare o non lineare, statiche o dinamiche con alcune limitazioni sull'applicabilità dei diversi metodi. La scelta di metodi di tipo lineare per l'analisi sismica di un fabbricato in muratura può fornire dei risultati che possono discostarsi notevolmente dal comportamento reale. In particolarità, il carattere non lineare (modello elasto-plastico) dei meccanismi resistenti individuabili in una struttura in muratura porta ad una redistribuzione dello stato di sollecitazione nel fabbricato sottoposto ad azione sismica che deve essere tenuta in conto mediante gli strumenti propri di un'analisi statica non lineare. Nell'analisi non lineare, il controllo della compatibilità tra sollecitazioni e resistenze a livello di singolo elemento è eseguito nel corso dell'analisi stessa e la verifica è effettuata a livello globale attraverso un confronto tra la domanda di spostamento e la corrispondente capacità.

L'analisi non lineare statica consente di determinare la curva di capacità della struttura, espressa dalla relazione F_b-d_c , in cui F_b è il taglio alla base e d_c lo spostamento di un punto di controllo, che per gli edifici è in genere rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Per ogni stato limite considerato, il confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento consente di determinare il livello di prestazione raggiunto. A tal fine, abitualmente, si associa al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà

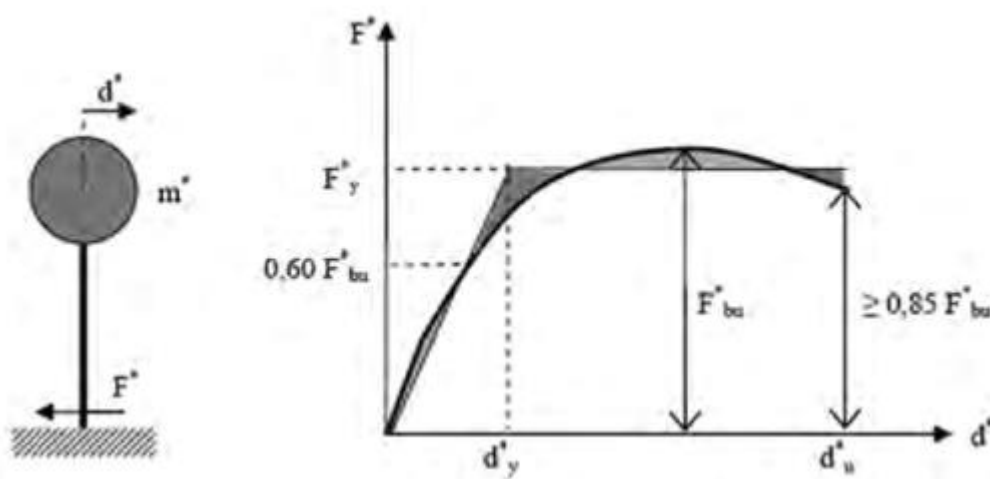


Figura 68 Sistema e diagramma bilineare equivalente

La **curva di capacità** è una caratteristica 'intrinseca' della struttura, che non dipende dall'input sismico. La definizione di una curva di capacità permette di ridurre una risposta complessa di un sistema a molti gradi di libertà ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda



sismica rappresentata in termini di spettro di risposta. La domanda sismica è rappresentata dallo spostamento che la struttura è chiamata a sostenere (**target displacement**).

9.1 COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA'

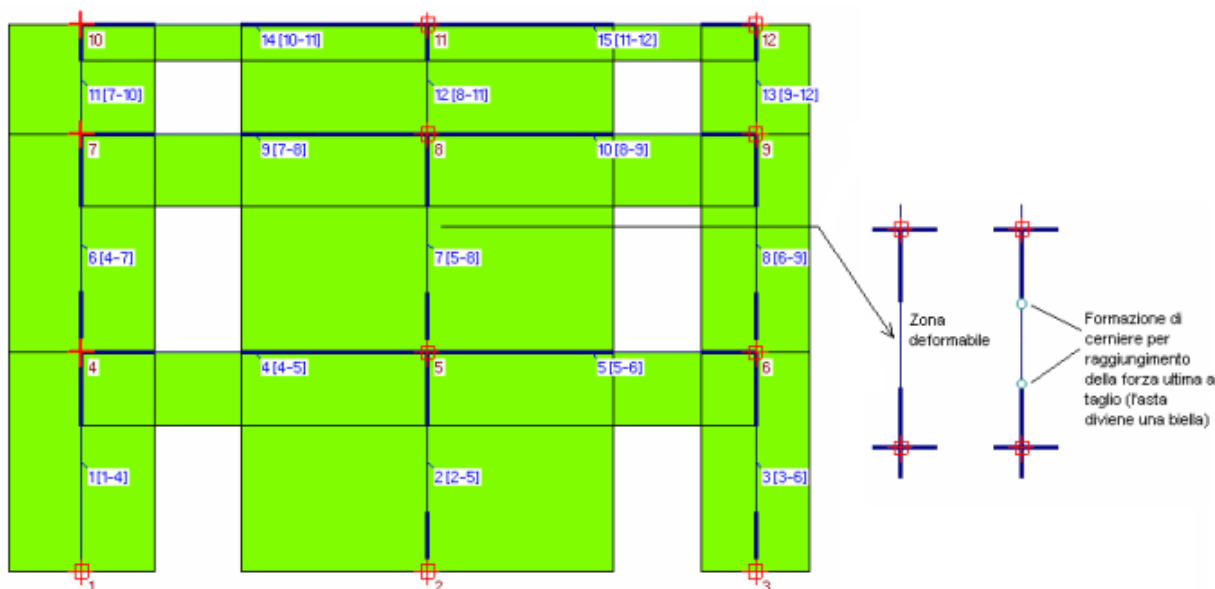
La costruzione della curva di capacità è basata su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, sulla struttura.

L'algoritmo di calcolo per la definizione della curva di capacità adottato dal software FEM Aedes PCM è riassunto nei seguenti passi:

- *Individuazione delle direzioni di analisi (X o Y), e di una specifica distribuzione di forze, che determina i rapporti fra le forze via via incrementate ai vari piani. L'aumento progressivo del taglio globale si traduce quindi in corrispondenti aumenti delle forze di piano. Si fissa anche l'incremento di taglio (p.es.: $DV = 5000$ kgf).*
- *Risoluzione della struttura sottoposta ai carichi di gravità (combinazione secondo i coefficienti sismici dei carichi verticali, permanenti e variabili).*
- *Applicazione dell'incremento di taglio globale, distribuito fra i vari piani in forze legate tra loro da rapporti corrispondenti alla distribuzione prescelta, e risoluzione della struttura.*
- *Calcolo delle sollecitazioni complessive negli elementi strutturali, dovute alla combinazione del sistema di forze orizzontali con i carichi di gravità. Ad ogni passo del procedimento, le sollecitazioni e gli spostamenti incrementali (corrispondenti all'incremento di taglio globale alla base) vengono sommati ai corrispondenti valori del passo precedente (il passo (0) si identifica con la struttura sottoposta ai soli carichi di gravità), ottenendo così sollecitazioni e deformazioni complessive utilizzate ai punti 5. e 6.*
- *Calcolo del taglio alla base V_b e dello spostamento d_c (= spostamento del punto di controllo, p.es. baricentro in copertura); la coppia (d_c , V_b) è un punto della curva di capacità.*
- **Verifica di sicurezza degli elementi resistenti (maschi murari).** Gli elementi murari vengono sottoposti alle seguenti verifiche: complanari: pressoflessione, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale; ortogonali: pressoflessione ortogonale (per la pressoflessione ortogonale si segue una legge costitutiva elasto-fragile, senza tratto plastico); deformazione per trazione. **Se le verifiche sono tutte soddisfatte, la configurazione vincolare interna dell'elemento resta invariata. Quando una verifica complanare, a taglio o a pressoflessione, non è più soddisfatta, viene registrata la fine del campo elastico ed il passaggio alla fase plastica. E' necessario inserire nel modello cerniere plastiche che descrivono deformazioni in progressivo incremento sotto corrispondenti azioni interne costanti. Se il taglio (scorrimento o fessurazione diagonale) raggiunge il valore ultimo, nei passi incrementali successivi non devono più esserci contributi di resistenza: il taglio deve restare costante. La rigidezza a taglio secante si abbatte progressivamente, mentre la rigidezza a taglio tangente si annulla: per interpretare questo fatto, il maschio murario viene trasformato in biella (asta**



reagente a solo sforzo normale). In tal modo, i passi successivi non contribuiranno più all'incremento del taglio agente nell'asta. La verifica a tensioni normali (pressoflessione complanare) sarà comunque eseguita anche ai passi successivi, controllando se le variazioni di sforzo normale conducano al superamento del limite di resistenza a compressione o producano l'entrata in trazione dell'asta. **Se la verifica a pressoflessione complanare non è soddisfatta alla base o in sommità, in tale sezione si predispose per i passi successivi l'annullamento del momento flettente, inserendo un vincolamento interno a cerniera.** Se la verifica non è soddisfatta a entrambi gli estremi, vengono poste due cerniere, e l'asta si trasforma in biella. Anche in questo caso, mentre la rigidezza 'tangente' alla rotazione si annulla, la rigidezza 'secante' è identificabile in una progressiva riduzione della rigidezza alla rotazione elastica iniziale. Dopo l'inserimento della cerniera, il contributo incrementale al momento flettente si annulla, e il momento flettente complessivo in questa sezione resta costante. Se quindi l'esecuzione delle verifiche complanari segnano il passaggio per uno o più elementi dal campo elastico al campo plastico, è necessaria la revisione del modello. Essa consiste nell'aggiornamento della matrice di rigidezza in base ai nuovi vincolamenti interni. Si ricorda che gli svincolamenti interni sono applicati agli estremi della luce deformabile, e quindi in caso di zone rigide agli estremi dell'asta, nel nodo interno di passaggio da luce deformabile a tratto rigido.



Durante la costruzione di una curva di capacità, il raggiungimento del taglio ultimo (scorrimento o fessurazione diagonale) in un maschio murario determina la sua trasformazione in biella.

Se invece è la verifica a pressoflessione complanare a non essere più soddisfatta, viene inserita una cerniera nella sezione di verifica.

La matrice delle rigidezze dell'asta cambia, e di conseguenza deve essere aggiornato il modello (matrice di rigidezza complessiva della struttura) prima di applicare l'incremento di taglio globale successivo. In caso di distribuzione di forze modale adattiva, deve essere anche rieseguita l'analisi modale, per determinare l'aggiornamento dei coefficienti di ripartizione fra i vari piani da applicare all'incremento di taglio globale del passo successivo.

Figura 69 Revisione del modello: trasformazione dei vincoli interni per verifiche di non soddisfatte

- Ripetizione dei passi 3.4.5.6 fino al raggiungimento, per almeno un maschio murario dello stato limite di collasso:
 - Deformazione complanare eccessiva;
 - Non reagenza a causa di deformazioni di trazione;
 - Raggiungimento della resistenza ultima a pressoflessione.

In questo modo si ottengono curve di capacità che seguono il seguente andamento:

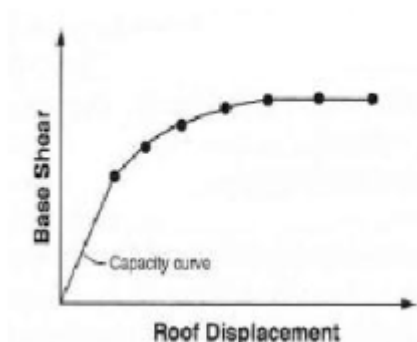


Figura 70 Andamento della curva di capacità

- Il raggiungimento dello stato limite da parte di uno o più maschi murari segna una perdita di resistenza della struttura. Quando un'asta raggiunge uno stato limite, vi è un'immediata caduta di resistenza e non è più possibile proseguire con il procedimento incrementale descritto per la non prevedibilità della redistribuzione delle azioni interne. L'analisi viene condotta su un nuovo modello che parte dalla nuova configurazione che tiene conto degli elementi già plasticizzati. Si costruiscono in questo modo delle sotto-curve di capacità.

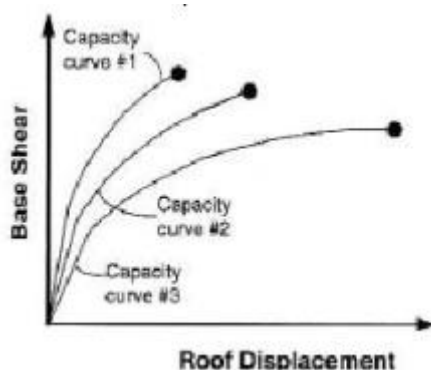


Figura 71 Sotto-curve di capacità dovute all'aggiornamento del modello per presenza plasticizzazioni

La variazione dello schema statico viene eseguita secondo i seguenti punti:

- Si attribuisce rigidità alla traslazione ridotta agli elementi plasticizzati per taglio ma non ancora collassati;
- Si attribuisce rigidità alla rotazione ridotta a quelle sezioni che al passo di analisi precedente erano sede di cerniera dovuta a verifica a pressoflessione complanare non soddisfatta;

- Si degradano a biella gli elementi collassati a taglio o a pressoflessione complanare o ortogonale, con svincolamento nella direzione corrispondente al collasso;
- Si introduce uno svincolamento alla traslazione verticale per quegli elementi che hanno manifestato deformazioni di trazione.

Tutti gli svincolamenti si riferiscono agli estremi della luce deformabile delle aste

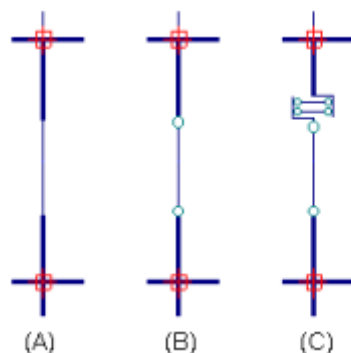


Figura 72 Svincolamento agli estremi della luce deformabile dell'asta

In Figura 72 lo schema (A) rappresenta il maschio murario originario in fase elastica, se il maschio raggiunge la forza ultima a taglio diviene biella (B), se il maschio manifesta deformazione di trazione, oltre alla cerniera di forma una sconnessione nel nodo di sommità che annulla completamente la resistenza e la rigidezza del maschio (C).

La costruzione della curva di capacità si arresta quando la struttura diventa labile o quando viene raggiunta una condizione globale limite non accettabile, come ad esempio uno spostamento eccessivo del punto di controllo.

La curva di capacità finale ha generalmente un andamento “a gradini” che evidenziano le cadute di resistenza del sistema dovute alle progressive plasticizzazioni.

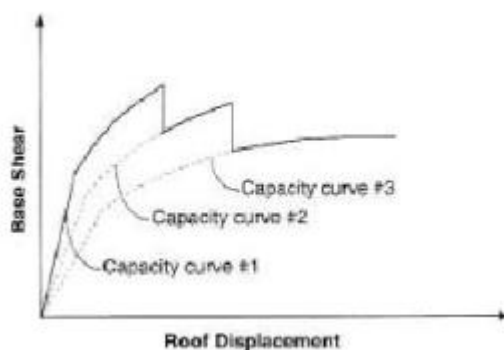


Figura 73 Andamento a gradini della curva di capacità

In accordo alle indicazioni del par.C8.7.1.3.1 della Circolare n.7/2019, per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, è possibile applicare quanto prescritto dalle NTC per la progettazione delle nuove costruzioni in muratura, con le precisazioni nel seguito riportate.



Nel caso dell'analisi statica non lineare la **capacità in spostamento** relativa ai diversi stati limite è valutata, sulla curva taglio di base-spostamento, nei modi appresso indicati:

- **SLC:** per la definizione della bilineare equivalente, identificata seguendo i criteri indicati al par. C.7.3.4.2 della Circolare, lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:
 - quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
 - quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).
- **SLV:** lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a $\frac{3}{4}$ dello spostamento a SLC
- **SLD:** lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:
 - quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
 - quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a $\frac{3}{4}$ del taglio di base massimo).
- **SLO:** lo spostamento corrispondente è pari a $\frac{2}{3}$ di quello allo SLD.

La domanda di spostamento, da confrontarsi con le suddette capacità di spostamento ai diversi stati limite, può essere valutata sul sistema bilineare equivalente attraverso le espressioni indicate nel § C.7.3.4.2, (SLV, con $q^*=3$, e SLC, con $q^*=4$).

Le verifiche di sicurezza del fabbricato verranno eseguite con riferimento allo SLV.

9.2 DISTRIBUZIONE DELLE FORZE

Il paragrafo 7.3.4.2. delle NTC 2018 afferma che la verifica di sicurezza e la progettazione degli interventi su strutture analizzate con analisi statica di tipo non lineare devono essere condotte con riferimento ad almeno due distribuzioni di forze di inerzia, ricadenti nel *Gruppo 1* e nel *Gruppo 2* così come di seguito definite.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:





- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
 - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2;
 - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a 1,3 TC.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

Le prescrizioni riportate in merito alla scelta delle distribuzioni di azioni da adottare riguardano le nuove costruzioni. Per le verifiche di sicurezza delle costruzioni esistenti, il paragrafo C8.7.1.3.1 afferma che la scelta della distribuzione delle forze è indipendente dalla percentuale di massa partecipante al primo modo.

L'analisi statica non lineare viene condotta con l'applicazione delle seguenti distribuzioni di forze:

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

9.3 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

La risposta alle azioni di tipo sismico, per analisi dinamiche, statiche, lineari o non lineari, è calcolata unitariamente per le tre componenti del moto, secondo la seguente relazione

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al paragrafo 7.2.2. delle NTC 2018.

9.4 VERIFICHE CONDOTTE SUI MASCHI MURARI

Le verifiche condotte nell'ambito della presente valutazione di sicurezza rispettano i requisiti prescritti nella normativa vigente D.M.17/01/18 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" e della Circolare applicativa n.7 del 2019. La norma impone che nella valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti in muratura si effettui la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC 2018, con le precisazioni riportate al § 8.3.

Il comportamento complanare del maschio murario viene descritto con un modello elastico perfettamente plastico.

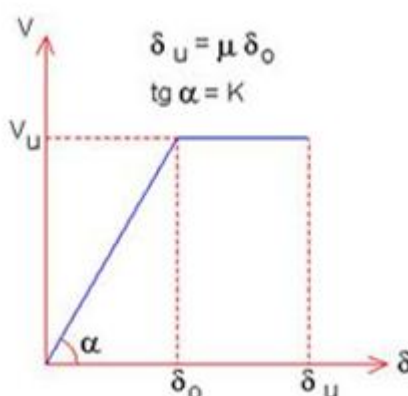


Figura 74 Diagramma forza -spostamento del maschio murario

La resistenza è calcolata come la minore tra quelle relative ai diversi possibili meccanismi di rottura e la capacità di spostamento è valutata di conseguenza, attraverso una deformazione angolare limite di elemento.

MECCANISMI COMPLANARI

Nei maschi murari i principali meccanismi di rottura nel piano sono:

- pressoflessione;
- taglio-scorrimento;
- taglio con fessurazione diagonale.

In accordo al par. 7.8.2.2.1 delle NTC2018, la **verifica a pressoflessione** di una sezione di un elemento strutturale si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a $0.85 f_d$, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \left(I^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right) \quad [7.8.2]$$

dove:



- M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l è la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);
- t è lo spessore della zona compressa della parete;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, $\sigma_0 = N/(l \cdot t)$, con N forza assiale agente positiva se di compressione); se N è di trazione, $M_u = 0$
- f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura

Per gli edifici esistenti la resistenza di progetto è valutata sulla base della resistenza media determinata in situ o dei valori di riferimento riportati in Tab. C8.5.I della Circolare n.7/2019, tenuto conto del fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza raggiunto.

In analisi lineare:

$$f_d = f_m / \gamma_M / F_C;$$

In analisi statica non lineare:

$$f_d = f_m / F_C$$

In analisi statica non lineare, la capacità a pressoflessione può essere calcolata assumendo f_d pari al valore medio della capacità a compressione della muratura mentre lo **spostamento ultimo è valutato in base alla rotazione della corda nelle due sezioni di estremità i e j del maschio** data dalle formule seguenti. **Lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari all'1,0% dell'altezza del pannello.**

$$\begin{aligned} \theta_i &= \left| \varphi_i - \frac{u_i - u_0}{h_i} \right| \\ \theta_j &= \left| \varphi_j - \frac{u_0 - u_j}{h_j} \right| \end{aligned} \quad [C8.7.1.13]$$

Il criterio di resistenza per la verifica a **taglio scorrimento**, da valutare nelle sezioni soggette a momento massimo (solitamente le due sezioni di estremità del pannello), è quello indicato al § 7.8.2.2.2 delle NTC2018, utilizzando i valori di f_v0 indicati in Tab. C8.5.I della Circolare n.7/2019,

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd} \quad [7.8.3]$$

dove:

- l' è la lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni ed in assenza di resistenza a trazione;
- t è lo spessore della parete;

In analisi lineare:



- $f_{yd} = f_{vm} / \gamma_M / FC = (f_{vo} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M / FC$ con $f_{vm} \leq f_{v,lim} = 0.065 f_b / 0.7$;

In analisi statica non lineare

- $f_{vd} = f_{vm} / FC = (f_{vmo} + 0.4 \sigma_n) / FC$ con $f_{vm} \leq f_{v,lim} = 0.065 f_b / 0.7$

con la precisazione che la limitazione $f_{v,lim}$ relativa alla rottura dei blocchi è fornita dalla seguente relazione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$f_{v,lim} = \frac{0.065 f_b}{0.7} \quad [C8.7.1.14]$$

dove f_b è la resistenza a compressione del blocco, normalizzata. **Lo spostamento ultimo a SLC è definito in corrispondenza di una rotazione della corda, calcolata come sopra per la sezione di estremità di verifica, pari a 0.005.**

Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano del pannello può essere valutata con il **meccanismo da taglio per fessurazione diagonale** con la seguente espressione:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [C8.7.1.16]$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello
- t è lo spessore del pannello
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/lt$, con P forza assiale agente, positiva se di compressione)
- f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5 \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base e altezza del pannello.
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

Nel caso dei maschi la soglia limite della deformazione angolare a SLC è pari a 0,005 e, in assenza di più precise formulazioni, la deformazione angolare rappresentativa di un pannello soggetto a taglio per fessurazione diagonale può essere valutata a partire dai valori della rotazione della corda nei due estremi i e j .



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE CON AZIONI DA MODELLO 3D

In accordo al par.4.5.6.2. delle NTC2018, si effettuano verifiche di resistenza sui maschi murari, in condizioni statica, per pressoflessione ortogonale, le sollecitazioni di calcolo sono quelle derivanti dal modello spaziale della struttura, analogamente alla verifica per azioni fuori piano previste in caso di presenza di azione sismica, par. 7.8.2.2.3. delle NTC 2018. Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare (stress block), un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

In analisi lineare:

$$- f_d = f_m / \gamma_M / F_C:$$

in analisi non lineare:

$$- f_d = f_m / F_C.$$

9.5 VERIFICHE CONDOTTE PER LE FASCE DI PIANO

Per le fasce di piano considerate efficaci, che costituiscono delle travi di accoppiamento per i maschi murari, le verifiche condotte sono le seguenti:

- pressoflessione;
- taglio con fessurazione diagonale.

Per la verifica a pressoflessione delle fasce, qualora siano presenti elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), accoppiati alla fascia, si può fare utile riferimento al par.7.8.2.2.4 delle NTC2018. In particolare, la capacità massima a flessione, associata al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutata come

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left[1 - \frac{H_p}{(0,85 \cdot f_{bd} \cdot h \cdot t)} \right] \quad [7.8.5]$$

dove

- H_p è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} h t$
- $f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

La capacità a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come:



$$V_p = 2 M f_u / l \quad [7.8.6]$$

Dove

- l è la luce libera della trave in muratura.

La capacità a taglio V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0} \quad [7.8.4]$$

dove:

- h è l'altezza della sezione della trave
- $f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$ è la resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).

Il valore della capacità a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

In caso di assenza di cordoli o architravi adeguatamente ammorsati, diversamente dal caso dei maschi, il dominio di resistenza a pressoflessione per le fasce può essere determinato tenendo conto della resistenza a trazione (f_{ftd}) che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi f_{btd} o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali; la resistenza a trazione orizzontale è quindi data dall'espressione:

$$f_{ftd} = \min \left(\frac{f_{btd}}{2}; f_{vd0} + \frac{\mu \sigma_y}{\Phi} \right) \quad [C8.7.1.15]$$

Lo spostamento ultimo a SLC è valutato calcolando la deformazione angolare nelle due sezioni di estremità del pannello secondo la [C8.7.1.13 della Circolare n.7 /2019], eventualmente assumendo che il punto di flesso sia a metà dell'elemento; la soglia limite è pari a 0,02, in presenza di elemento orizzontale resistente a trazione accoppiato alla fascia, 0,015 negli altri casi.

9.6 VERIFICHE CONDOTTE NEGLI ELEMENTI IN C.A.

La legge di comportamento adottata per gli elementi resistenti in calcestruzzo armato è del tipo parabola-rettangolo per il calcestruzzo e elasto-plastico perfetto per l'acciaio.

Per gli **elementi verticali** (pilastri o pareti) viene eseguita la **verifica a pressoflessione deviata**, tenendo conto delle sollecitazioni flessionali in entrambi i piani locali xy e xz . Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile. La verifica a pressoflessione deviata viene svolta elaborando un dominio di resistenza tridimensionale e calcolando il momento resistente M_u in base allo sforzo normale N . Per gli edifici esistenti, la costruzione del dominio di resistenza per la verifica dei meccanismi di tipo fragile (crisi per compressione del



calcestruzzo), diversamente dai campi di rottura duttili, le resistenze di calcolo (ottenuti dai valori medi delle resistenze dei materiali divisi per i fattori di confidenza) vengono ridotte applicando i coefficienti parziali di sicurezza γ_c e γ_s , in accordo a quanto indicato nel par. C8.7.2.2. della Circolare n.7 del 2019.

Per gli **elementi orizzontali** (travi in elevazione e in fondazione) viene eseguita la verifica a pressoflessione semplice nel piano xz. Le verifiche vengono condotte alle estremità della luce deformabile.

Le **verifiche a taglio** vengono eseguite considerando separatamente i due piani di sollecitazione locali xy e xz per gli elementi verticali e nel piano locale xz per gli elementi orizzontali. La resistenza a taglio viene espressa sulla base della **schematizzazione a traliccio** prevista al par.4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018.

I valori delle resistenze di progetto adottate nel calcolo sono di seguito riportate.

- Calcestruzzo: $f_{cd} = f_{cm} / FC$;
- Acciaio: $f_{yd} = f_{ym} / FC$

(ai fini del calcolo del momento ultimo nei campi fragili, le resistenze sono ridotte dividendo anche per γ_c e γ_s).

9.1 VERIFICHE FUORI PIANO CON METODO CONVENZIONALE (7.8.1.5.2 NTC2018)

Le verifiche fuori piano vengono condotte in accordo al par. 7.8.1.5.2. mediante un'analisi dinamica modale con spettro di risposta di progetto calcolato con un fattore di struttura $q=3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete è rappresentata da una forza orizzontale distribuita pari a S_a/q_a volte il peso della parete. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II delle NTC 2018, si può assumere per S_a la seguente espressione

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [1.5 \cdot (1 + Z/H) - 0.5] \geq \alpha \cdot S$$

dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame (vedi § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi § 3.2.2);

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

10 ANALISI CINEMATICA- MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

Negli edifici esistenti in muratura, come hanno dimostrato anche gli eventi sismici più recenti, i collassi più frequenti sono determinati dalla formazione di cinematismi: porzioni murarie di dimensioni rilevanti si distaccano dalle strutture e ruotano come corpi rigidi; è tipico il ribaltamento delle parti superiori delle facciate verso l'esterno. Durante la sollecitazione sismica, le azioni di tipo stabilizzante (pesi propri e carichi verticali dai solai, azioni da tiranti) si oppongono alle instabilizzanti (dovute a strutture spingenti e ad azioni orizzontali di tipo sismico proporzionali alle masse, cioè ai pesi). Quando a causa del sisma le azioni instabilizzanti superano un certo valore, si forma il



meccanismi di collasso. Pertanto, la sicurezza strutturale viene indagata studiando i cinematismi che possono formarsi nell'opera muraria e definendo per ognuno di essi il moltiplicatore di collasso, ossia l'entità dell'input sismico che lo attiva generando il ribaltamento. Al moltiplicatore di collasso è legata l'accelerazione al suolo a_g . Con riferimento ad uno stato limite di interesse (lo Stato Limite di Danno o lo Stato Limite ultimo SLV di salvaguardia della Vita), attraverso le relazioni biunivoche che legano: accelerazione alla base della struttura PGA (che può tenere conto degli effetti di suolo o essere considerata pari all'accelerazione di picco a_g su suolo rigido), periodo di ritorno TR e probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR, determinata una di queste grandezze restano definite le altre. In tal modo, è possibile esprimere un indicatore di rischio sismico z_E (definito dal rapporto tra capacità e domanda) in termini di PGA o di periodo di ritorno: quando l'indicatore è ≥ 1 , la verifica di sicurezza è soddisfatta. Un'importante ipotesi riguarda la monoliticità delle pareti: ad una muratura che può disgregarsi non si può attribuire la qualifica di corpo rigido. La presenza di giaciture orizzontali, inoltre, assicura la regolarità geometrica nella formazione dei cinematismi. Di fatto, l'analisi sismica condotta con metodi cinematici fornisce risultati idonei se la tessitura della parete è sufficientemente regolare e con buoni collegamenti trasversali. Nel caso dell'edificio oggetto di valutazione di sicurezza, la presenza di una muratura in mattoni pieni e malta di calce a tessitura regolare consente di ipotizzare la presenza di una muratura sufficientemente organizzata per la formazione di cinematismi da corpo rigido.

Nel seguito, si descrive l'impostazione tipica di un problema di analisi cinematica lineare; per fissare le idee, viene fatto riferimento al ribaltamento semplice di una parete monopiano rispetto ad un asse di rotazione posto alla base in corrispondenza dello spigolo esterno.

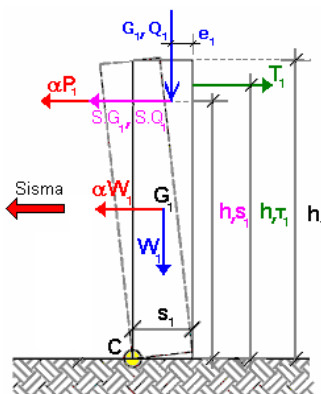


Figura 75 Ribaltamento semplice di parete monopiano

Secondo la Normativa vigente i carichi da considerare in fase sismica sono i seguenti:

- Carico statico da solaio: $P1 = G1 + \Psi_{21} \cdot Q1$
- Spinta totale esercitata dal solaio (ad esempio, proveniente da una struttura voltata): $S1 = SG1 + \Psi_{21} \cdot SQ1$

Ψ_{21} è il coefficiente di combinazione quasi permanente per Q1 (§2.5.3).

La parete è stabilizzata dal tirante capace di esercitare il tiro T1.



Il ribaltamento della parete avviene facendo cerniera alla base, sullo spigolo esterno (cerniera C; in tal caso per la posizione del polo di rotazione si suppone resistenza a compressione della muratura infinita. Più avanti sarà illustrata la possibilità di considerare un arretramento della cerniera, assumendo un valore finito per la resistenza a compressione). Il cinematismo viene quindi descritto dalla rotazione j attorno alla cerniera C.

Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore α_0 che attiva il cinematismo, attraverso la seguente espressione (§C8.7.1.2.1.1):

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$$

che nel caso in esame diventa:

$$\alpha_0 = \frac{W_1 \varphi s_1 / 2 + P_1 \varphi (s_1 - e_1) + T_1 \varphi h_{T1} - S_1 \varphi h_{S1}}{W_1 \varphi h_1 / 2 + P_1 \varphi h_{S1}}$$

Semplificando in j la formula può essere scritta in modo alternativo, come:

$$\alpha_0 = \frac{M_S - M_{R2}}{M_{R1}}$$

dove:

$\alpha_0 M_{R1} = \alpha_0 (W_1 h_1 / 2 + P_1 h_{S1})$ è il momento ribaltante dovuto alle forze inerziali

$M_{R2} = S_1 h_{S1}$ è il momento ribaltante dovuto alla spinta orizzontale indipendente da α_0

$M_S = W_1 s_1 / 2 + P_1 (s_1 - e_1) + T_1 h_{T1}$ è il momento stabilizzante

Calcolato il moltiplicatore di collasso α_0 è possibile determinare l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo a_0^* . L'espressione è fornita dalla formula [C8.7.1.8], coerente con la formulazione fornita dalla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 (§C8A.4.2.2):

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (C8A.4.4)$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;

- $e^* = g M^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;

- FC è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.



La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (C8A.4.3)$$

dove:

- $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

Nel caso in esame:

$$M^* = \frac{(W_1 \varphi h_1/2 + P_1 \varphi h_{s1})^2}{g [W_1 (\varphi h_1/2)^2 + P_1 (\varphi h_{s1})^2]}$$

$$e^* = g M^* / (W_1 + P_1)$$

Fino a questo punto non è stato utilizzato alcun dato sismico relativo al sito di ubicazione della struttura: il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* non dipende dall'azione sismica, ma soltanto dalla geometria e dai carichi applicati.

Capacità in termini di accelerazione. Indicatori di Rischio Sismico

Una volta determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* la verifica di sicurezza si basa sul confronto con l'accelerazione massima alla quota Z (domanda in termini di accelerazione alla quota del baricentro delle linee di vincolo del cinematismo). Si segue la procedura descritta al §C8.7.1.2.1.5 per SLD e §C8.7.1.2.1.7 per SLV, nell'ipotesi di meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale.

L'accelerazione massima alla quota Z (a_z) può essere determinata con le seguenti espressioni [C7.2.7 - C7.2.8]

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) |\gamma_k \psi_k(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2}$$

$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$

Considerando il solo modo fondamentale di vibrazione nella direzione di avanzamento del cinematismo, un coefficiente di smorzamento viscoso $\hat{\gamma} = 5\%$ e ignorando il contributo irrilevante del termine sotto radice, l'espressione [C7.2.8] diventa:

$$a_z(z) = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

dove:

T1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'intera costruzione nella direzione considerata. Se T1 non è stato calcolato con un'analisi modale applicata alla struttura nel suo complesso, può essere definito in via



semplificata tramite la relazione [C7.3.2]:

$T_1 = 0.05 H^{3/4}$ dove H è l'altezza totale dell'edificio;

$S_e(T_1)$ è l' spettro elastico al suolo valutato per il periodo T_1 ;

$\Psi(Z)$ è il valore della forma modale alla quota Z, posto pari a Z/H , dove H è l'altezza di tutta la costruzione rispetto alla fondazione;

γ_1 è il coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale di vibrazione. Se non è noto da analisi modale può essere assunto $g = 3N/(2N+1)$ con N numero di piani della costruzione [C7.2.10].

Pertanto, considerando che la domanda in termini di accelerazione (a^*) non deve comunque essere inferiore all'accelerazione al suolo, questa viene assunta come la massima tra le seguenti accelerazioni a_1^* e a_2^* .

$$a^* = \text{Max}(a_1^*, a_2^*)$$

Per Stato Limite di Danno:

$$a_1^* = a_g S$$

$$a_2^* = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

$$a_1^* = a_g \cdot S/q$$

$$a_2^* = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)/q$$

La verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* è maggiore o uguale all'accelerazione richiesta secondo normativa a^* .

Nell'espressione di a^* è direttamente identificabile la componente $a_g S$. È quindi immediatamente comprensibile come, uguagliando l'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* all'espressione dell'accelerazione richiesta a^* , resti determinato univocamente un valore di PGA: è questa la capacità in termini di accelerazione dell'elemento strutturale nei confronti del cinematiso, PGACLV (capacità per SLV) e PGACLD (capacità per SLD). Un valore maggiore dell'accelerazione al suolo, quindi, innesca il meccanismo di collasso.

Per semplicità nel seguito si fa riferimento al solo SLV, ma la procedura viene applicata in modo analogo per SLD.

L'equazione $a_0^* = a^*$ che fornisce PGACLV è di tipo non lineare. Infatti, sia a_g sia i parametri di spettro F_0 e TC^* sono tabulati in funzione del periodo di ritorno, nel reticolo sismico fornito dal D.M. 14.1.2008. Da essi dipendono inoltre i valori dei parametri S , TC , TB , TD . Pertanto, l'unico modo esatto con cui procedere per determinare PGACLV è seguire una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno TR . Applicando il metodo di bisezione, ad ogni passo TR viene fatto variare fra i valori ammissibili, compresi fra 1 e 2475 anni; a TR corrispondono univocamente i valori degli altri parametri, e si controlla se l'equazione $a_0^* = a^*$ è soddisfatta. Quando ciò accade, a_g e S forniscono la PGACLV. A PGACLV corrisponde il periodo di ritorno $TRCLV$. La capacità PGACLV viene confrontata con la domanda in termini di



accelerazione al suolo per il sito in esame PGADLV, definendo il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo, denominato 'Indicatore di Rischio Sismico' z_E in termini di PGA:

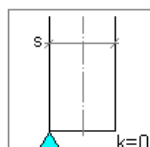
$$z_{E,PGA} = PGACLV / PGADLV$$

Si osservi che a questo punto è possibile definire l'Indicatore di Rischio Sismico anche in termini di TR ($z_{E,TR}$) come rapporto tra TRCLV e TRDLV. Poiché il legame tra TR e PGA, pur biunivoco, non è lineare, il valore di $z_{E,TR}$ non coincide col valore di $z_{E,PGA}$ (però sono entrambi >1 o <1 , e quando uno dei due z_E vale esattamente 1.000, anche l'altro vale 1.000).

L'Analisi Cinematica prescinde normalmente dai parametri di elasticità e di resistenza; è comunque possibile considerare la resistenza a compressione della muratura, al fine di stimare in modo più accurato la modalità di formazione della cerniera alla base della parete soggetta a ribaltamento. La Normativa Italiana esprime chiaramente questa possibilità in §C8A.4.2.2. Per la posizione della cerniera di ribaltamento (=polo di rotazione della parete), è possibile utilizzare una delle convenzioni riportate nella figura seguente:

Resistenza a Compressione infinita

Il comportamento del corpo rigido prescinde dalla resistenza a compressione, che può considerarsi infinita (modello alla Heyman)



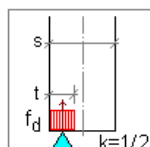
1
Spigolo esterno

Prescindendo dalla resistenza a compressione, il livello di conoscenza è necessariamente LC1 (§C8A.4.2.2) e quindi $F_c=1.35$

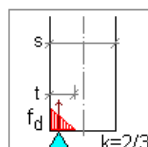
Con questa posizione del Polo, nei Dati in input, la resistenza a compressione della muratura viene ignorata (è quindi possibile non specificarne alcun valore)

Resistenza a Compressione finita

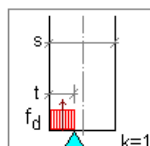
Si distinguono le seguenti ipotesi: distribuzione di pressione uniforme o lineare (triangolare), e posizione della cerniera (polo di rotazione) nel limite della zona reagente o nel baricentro delle tensioni (in corrispondenza della risultante)



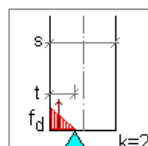
2
Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



4
Distribuzione lineare, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



3
Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel limite della zona reagente



5
Distribuzione lineare, polo di rotazione nel limite della zona reagente

Resistenza di calcolo:

$$f_d = \frac{f_m}{F_c \gamma_M}$$

$\gamma_M = 2$

Figura 76 Posizione cerniera ribaltamento

dove:

x_C = arretramento della cerniera rispetto alla posizione dell'asse di rotazione. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice con asse di rotazione in corrispondenza dello spigolo esterno, l'arretramento è la distanza della cerniera dallo spigolo esterno;

N = carico verticale in corrispondenza della sezione della parete dove è posizionato l'asse di rotazione;
 a = dimensione della linea di ribaltamento. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice 'a' è la larghezza della base della parete;

k = coefficiente che assume un valore compreso fra 0 e 2 in funzione del tipo di polo di rotazione scelto.

In alternativa, è possibile definire per x_C un valore personalizzato, utile ad esempio per limitare l'arretramento stesso in casi in cui il calcolo automatico propone una posizione della cerniera troppo distante rispetto allo spigolo della parete. **Nell'ambito della verifica di sicurezza del fabbricato oggetto della presente relazione è stato assunto un arretramento della cerniera corrispondente a $k=2/3$.**

11 ANALISI MODALE

L'analisi modale consente la determinazione dei modi di vibrare della struttura considerata in campo elastico. I **modi di vibrare** di una struttura rappresentano una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di forzante. Essi sono caratterizzati dal periodo proprio di oscillazione T , dallo smorzamento convenzionale ξ e da una forma. A ciascun modo è associato un coefficiente di partecipazione modale ed una massa partecipante, che esprime la quota parte delle forze sismiche, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere.

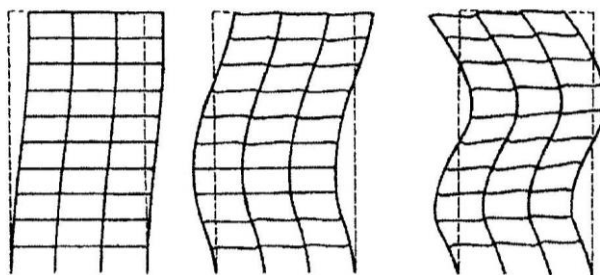
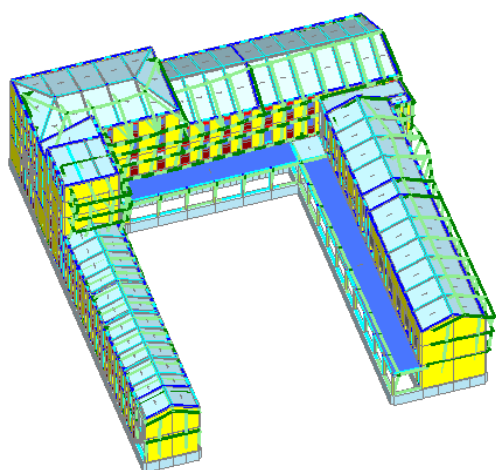


Figura 77 Modi di vibrare di un edificio multipiano

L'analisi modale, oltre ad essere necessaria per lo svolgimento dell'analisi sismica dinamica lineare, è importante per una valutazione di massima della validità del modello e per una migliore comprensione del comportamento strutturale.

Si riportano nel seguito le deformate e i principali risultati dell'analisi modale condotta sulla struttura. In particolare, vengono riportati i 3 modi di vibrare principali.



$T = 0.467''$		M*X: 4.1% - Tot: 5.6%
X Y Z		M*Y: 48.1% - Tot: 48.1%
		M*Z: 0.0% - Tot: 0.0%

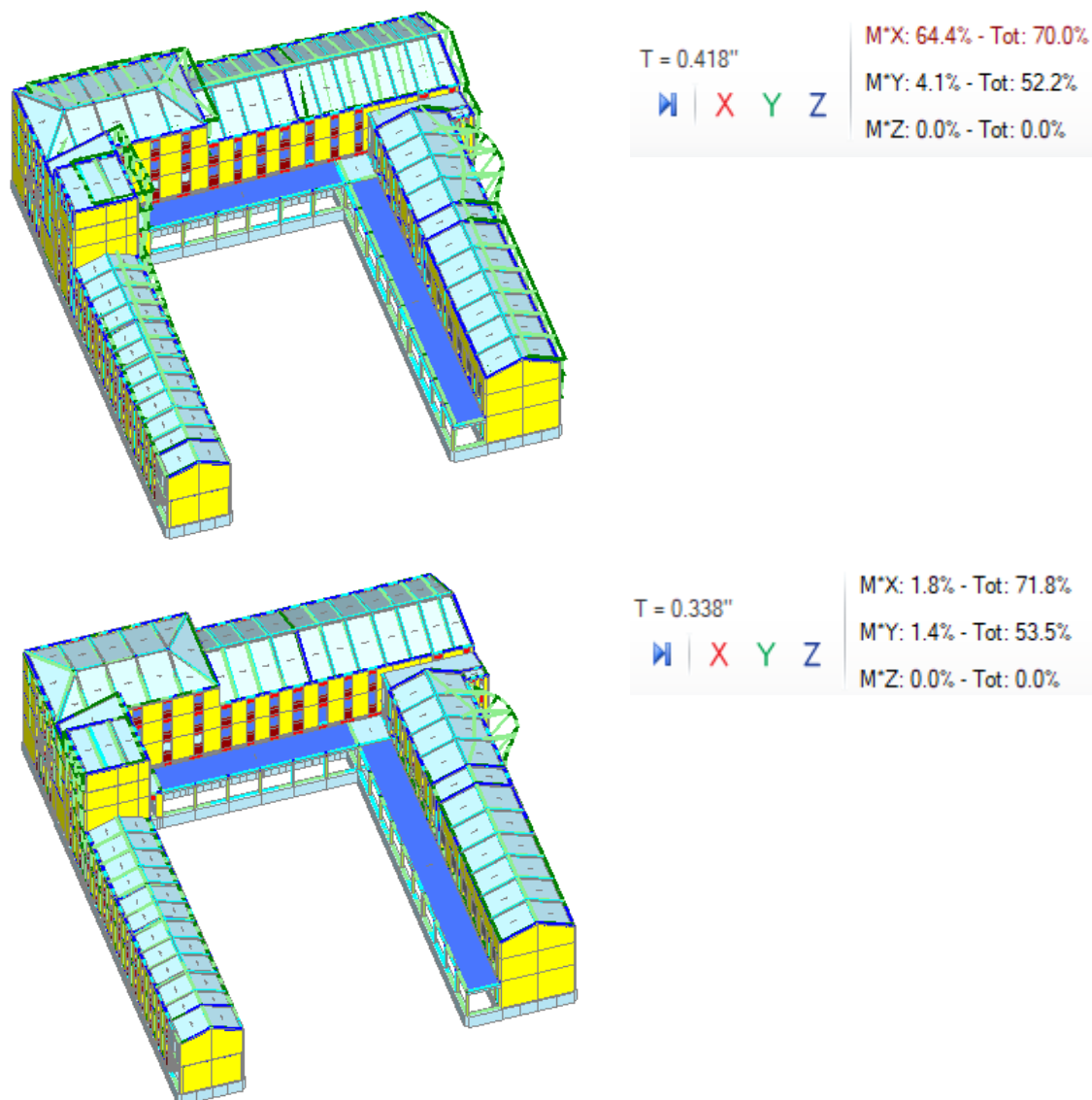


Figura 78 Modi di vibrare della struttura

12 ANALISI STATICA NON SISMICA

Il presente paragrafo riporta i risultati in termini di sollecitazioni e deformazioni della struttura sotto carichi gravitazionali. Le condizioni di sicurezza vengono valutate con riferimento alla combinazione fondamentale allo SLU.



Sforzo normale N

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 146.27
- 146.27 - 292.53
- 292.53 - 438.80
- 438.80 - 585.07
- 585.07 - 731.34
- 731.34 - 877.60
- 877.60 - 1023.87
- 1023.87 - 1170.14
- 1170.14 - 1316.40
- 1316.40 - 1462.67

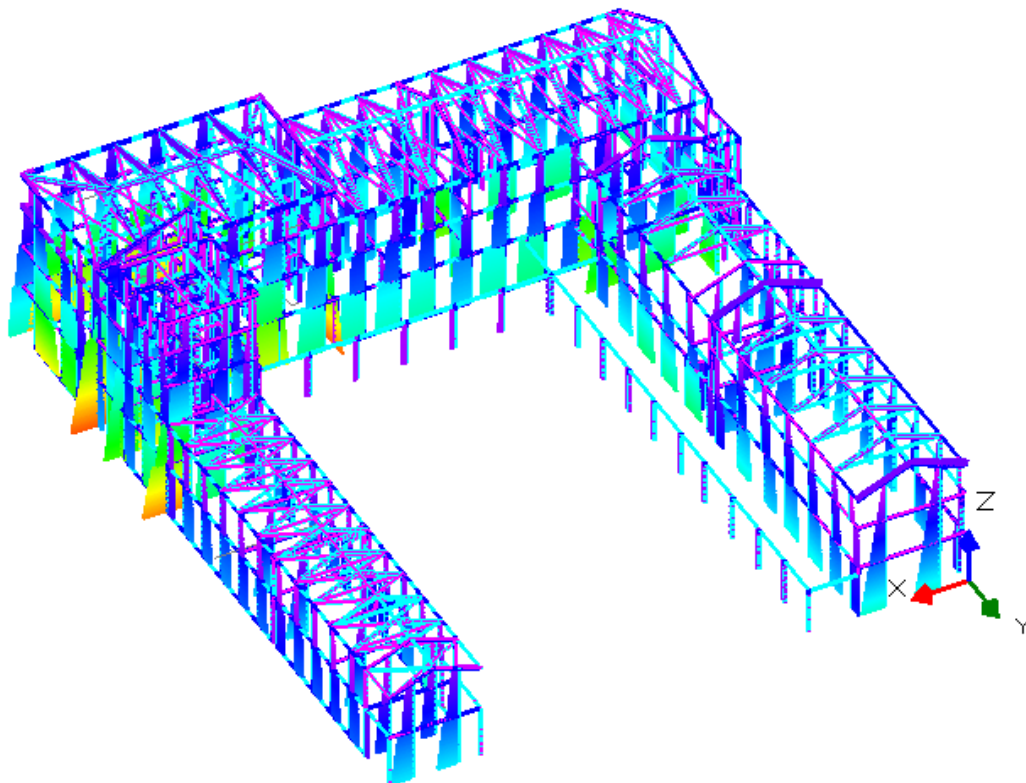


Figura 79 Inviluppo SLU: Sforzo Normale



Taglio Ty

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 30.05
- 30.05 - 60.09
- 60.09 - 90.14
- 90.14 - 120.19
- 120.19 - 150.24
- 150.24 - 180.28
- 180.28 - 210.33
- 210.33 - 240.38
- 240.38 - 270.42
- 270.42 - 300.47

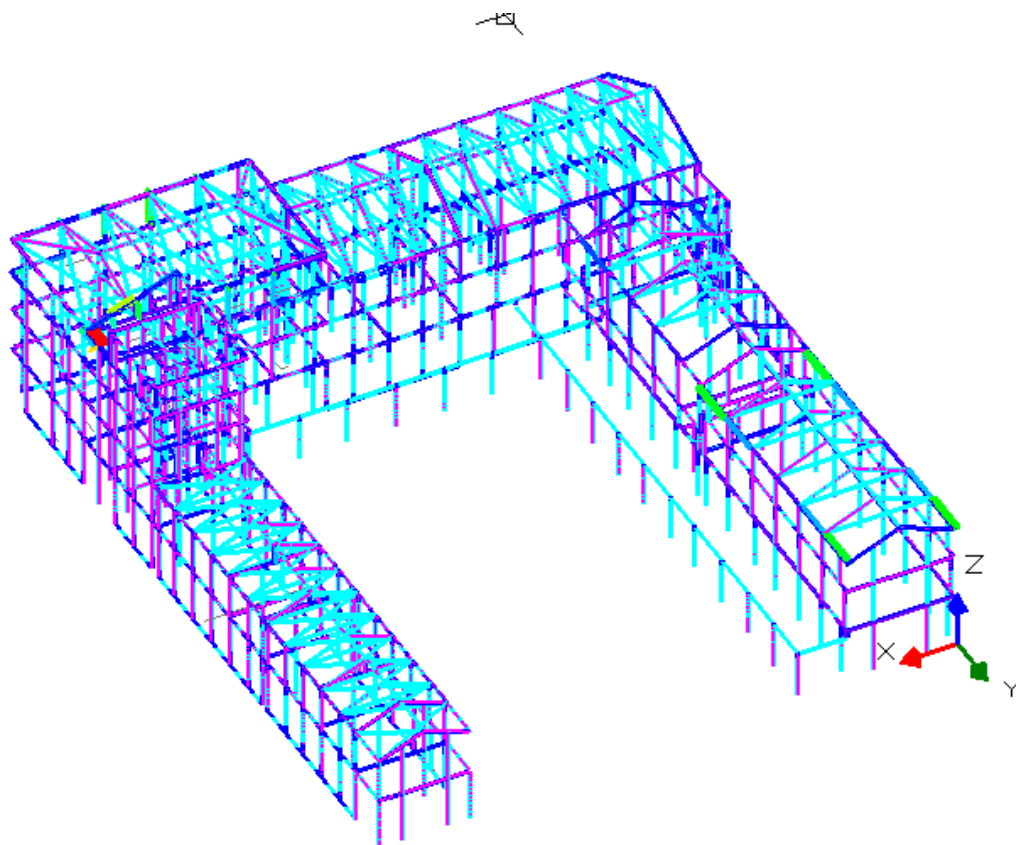


Figura 80 Involuppo SLU: Taglio Ty



Taglio Tz

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 108.12
- 108.12 - 216.24
- 216.24 - 324.36
- 324.36 - 432.48
- 432.48 - 540.60
- 540.60 - 648.72
- 648.72 - 756.84
- 756.84 - 864.96
- 864.96 - 973.08
- 973.08 - 1081.20

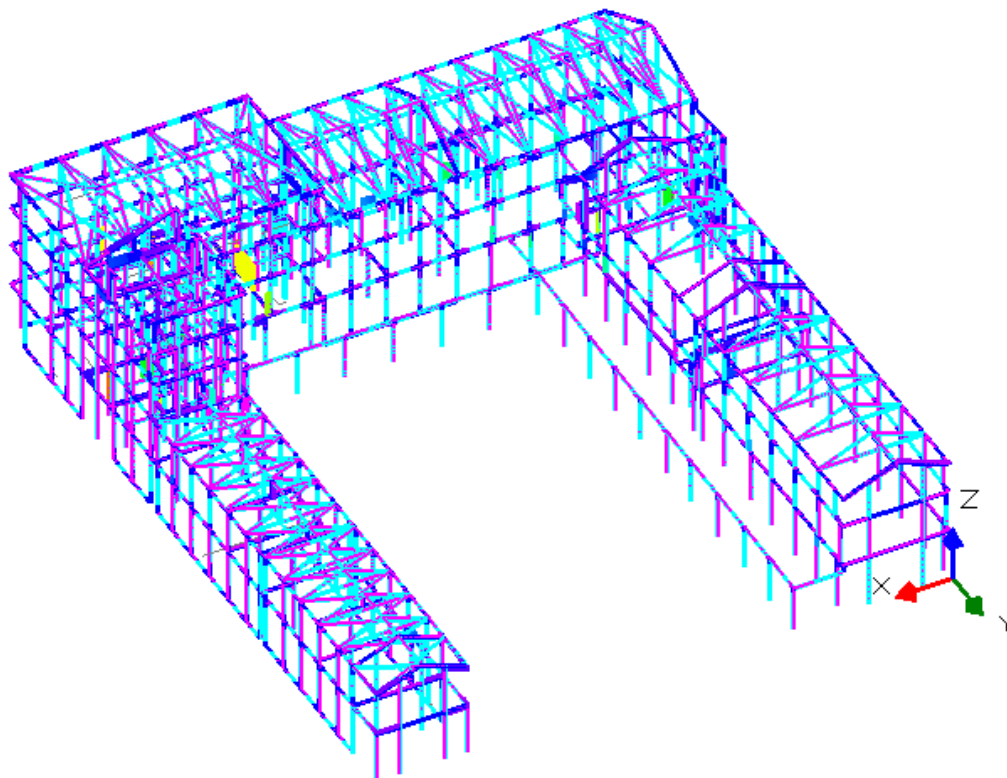


Figura 81 Involuppo SLU: Taglio Tz

Figura 82 Involuppo SLU: Mx



Momento M_y

kNm(Valore assoluto)

0.00 - 238.78
238.78 - 477.57
477.57 - 716.35
716.35 - 955.14
955.14 - 1193.92
1193.92 - 1432.70
1432.70 - 1671.49
1671.49 - 1910.27
1910.27 - 2149.06
2149.06 - 2387.84

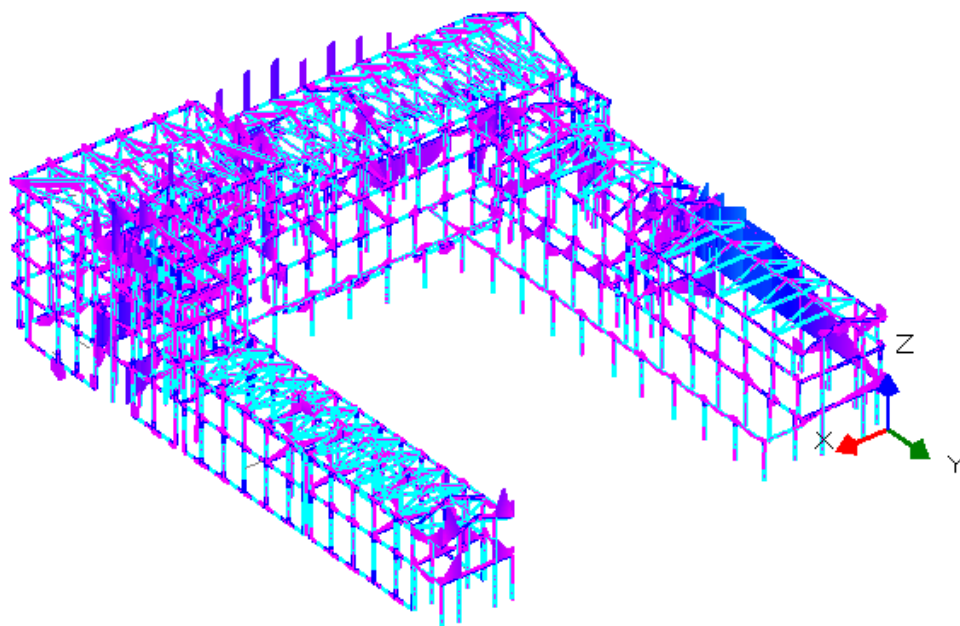


Figura 83 Inviluppo SLU: M_y

Momento M_z

kNm(Valore assoluto)

0.00 - 119.57
119.57 - 239.14
239.14 - 358.70
358.70 - 478.27
478.27 - 597.84
597.84 - 717.41
717.41 - 836.98
836.98 - 956.54
956.54 - 1076.11
1076.11 - 1195.68

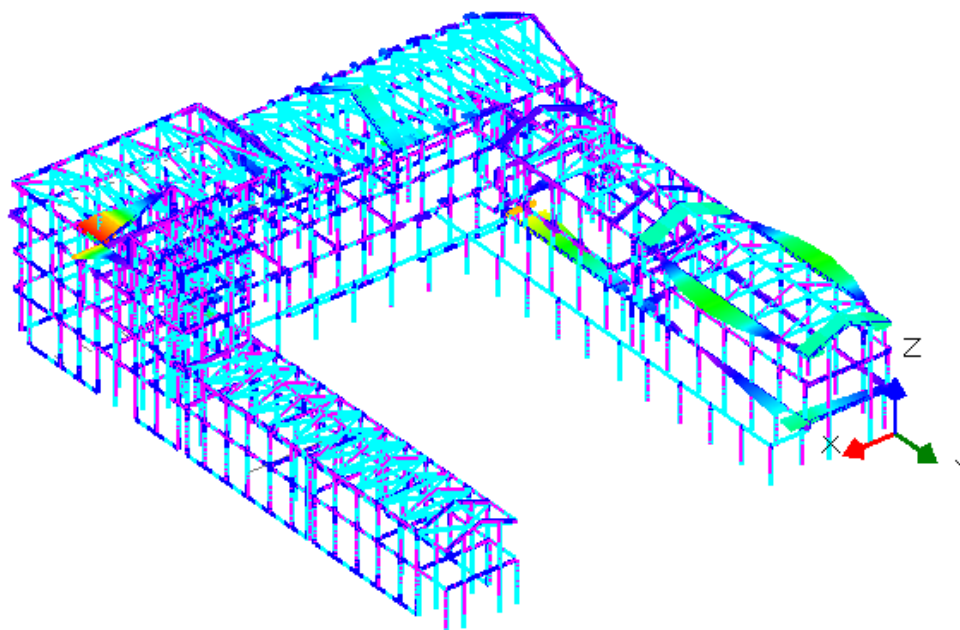


Figura 84 Inviluppo SLU: M_z

Si riportano i risultati tabellari in termini di coefficienti di sicurezza allo SLU.



Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

Inviluppo CCC

Verifica di Resistenza della Struttura (STR)

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.011	100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	1.127	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.195	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.006	100%

Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]

Verifica di Resistenza del Terreno (GEO)

Capacità portante del terreno e Scorimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.204
--	-------

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

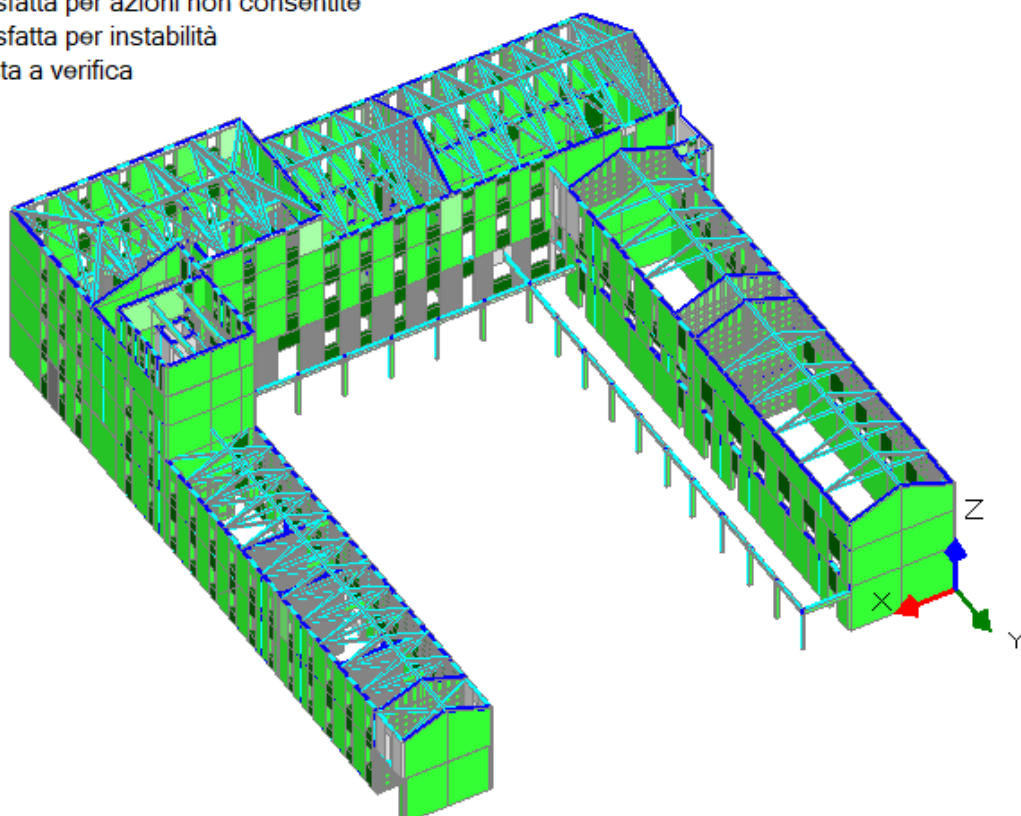


Figura 85 Verifica di pressoflessione complanare SLU



- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

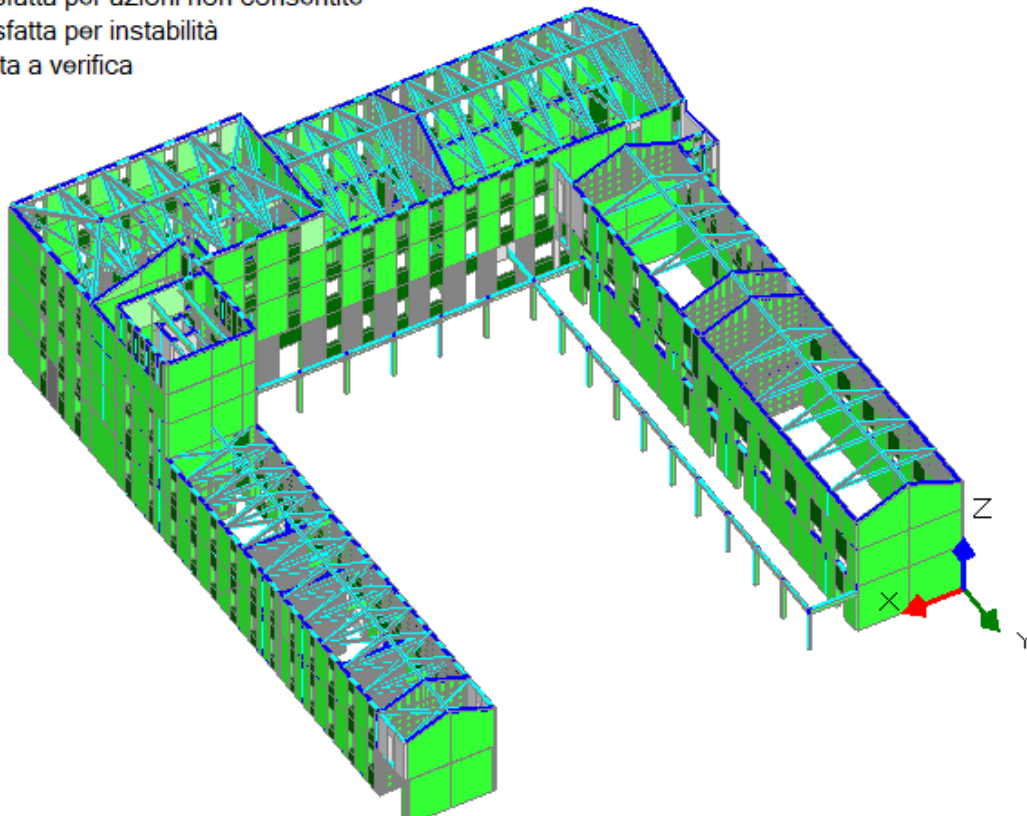


Figura 86 Verifiche a taglio SLU



- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

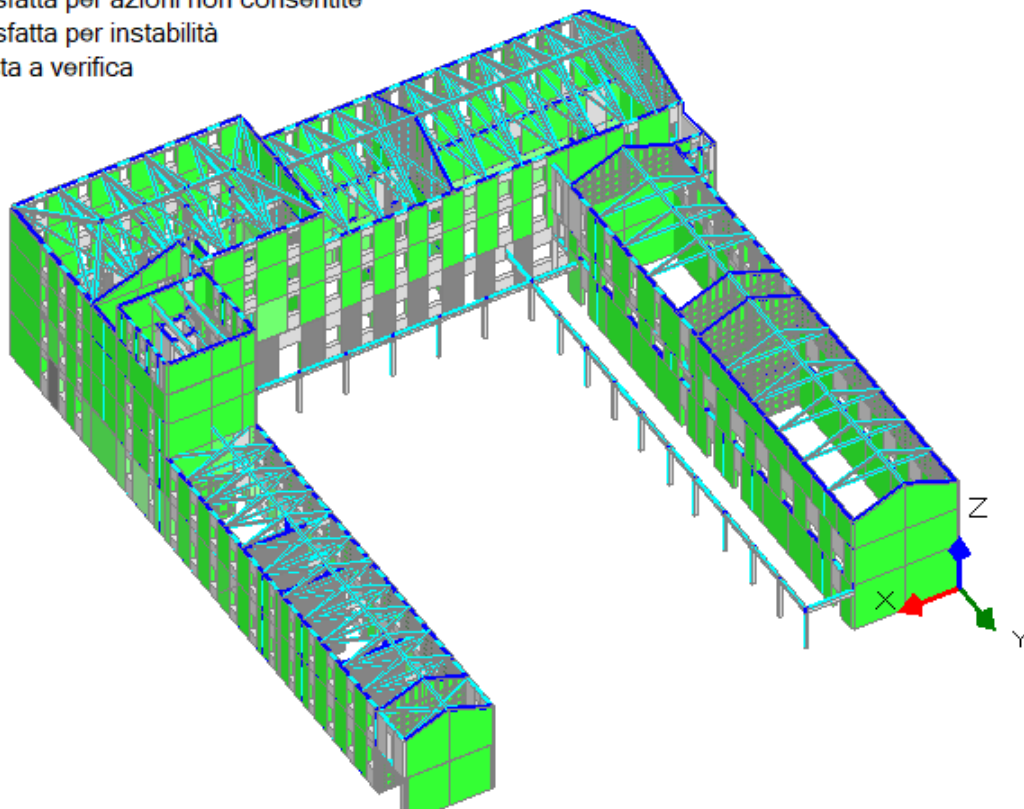


Figura 87 Verifiche di pressoflessione ortogonale 3D SLU

Sulla base degli interventi di progetto definiti, le verifiche SLU rispettano i requisiti di norma.

13 ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO

Il capitolo presenta le verifiche condotte sulle pareti della struttura con riferimento alle azioni fuori piano calcolate con il metodo delle forze equivalenti descritte nel par. 7.8.1.5.2 delle NTC 2018.

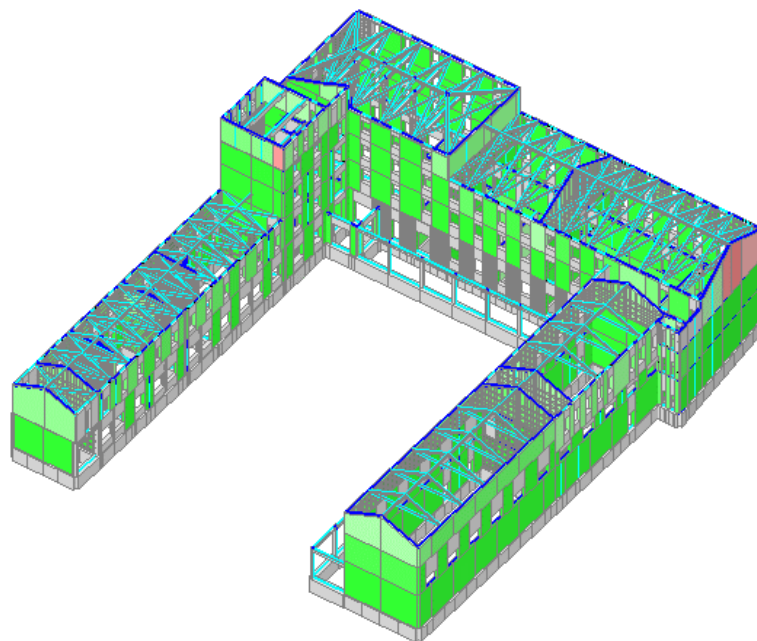


Figure 1 Verifiche a pressoflessione fuori piano con il metodo delle forze equivalenti

SLV: Resistenza fuori piano	0.677
-----------------------------	-------

Il coefficiente di sicurezza minimo per le verifiche a pressoflessione fuori piano condotte in accordo alle prescrizioni normative del par. 7.8.1.5.2 delle NTC 2018 è pari a 0.677. Le verifiche soddisfano i requisiti di norma per miglioramento sismico di edificio sottoposto a vincolo.

14 ANALISI STATICA NON LINEARE PUSH OVER

Si riportano i risultati dell'analisi statica non lineare condotta sulla struttura. Per l'analisi statica non lineare sono state analizzate 72 curve con riferimento all'azione sismica in X, in Y, all'applicazione del momento torcente aggiuntivo dovuto all'eccentricità del centro di massa (pur essendo la struttura a solai deformabili, si è ritenuto conservativo analizzare sia le curve senza eccentricità accidentale che quelle con eccentricità accidentale), alla combinazione direzionale.

N°curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+X'				L4	0.197	2.717	3.281	0.225	303	21.927	0.758	0.426	21
2	A	+X'		+		L4	0.196	2.709	3.281	0.211	248	26.097	0.711	0.348	17
3	A	+X'		-		L4	0.197	2.702	3.281	0.211	248	26.097	0.711	0.348	17
4	A	+X'	+0.3Y'			L4	0.195	2.765	3.281	0.227	308	21.613	0.765	0.433	22
5	A	+X'	+0.3Y'	+		L4	0.197	2.672	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
6	A	+X'	+0.3Y'	-		L4	0.189	2.819	3.281	0.200	219	28.998	0.674	0.308	15



7	A	+X'	-0.3Y'		L4	0.197	2.731	3.281	0.217	275	23.870	0.731	0.386	19
8	A	+X'	-0.3Y'	+	L4	0.191	2.748	3.281	0.188	185	33.329	0.634	0.260	13
9	A	+X'	-0.3Y'	-	L4	0.194	2.710	3.281	0.224	294	22.516	0.755	0.413	21
10	A	+Y'			L4	0.170	2.566	3.281	0.194	203	30.889	0.654	0.285	14
11	A	+Y'		+	L4	0.162	2.690	3.281	0.182	172	35.341	0.613	0.242	12
12	A	+Y'		-	L4	0.178	2.473	3.281	0.200	218	29.110	0.674	0.306	15
13	A	+Y'	+0.3X'		L4	0.171	2.564	3.281	0.192	199	31.400	0.647	0.279	14
14	A	+Y'	+0.3X'	+	L4	0.158	2.755	3.281	0.188	189	32.755	0.634	0.265	13
15	A	+Y'	+0.3X'	-	L4	0.183	2.429	3.281	0.196	211	29.914	0.661	0.296	15
16	A	+Y'	-0.3X'		L4	0.167	2.625	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
17	A	+Y'	-0.3X'	+	L4	0.155	2.797	3.281	0.189	192	32.337	0.637	0.270	13
18	A	+Y'	-0.3X'	-	L4	0.174	2.510	3.281	0.200	219	28.998	0.674	0.308	15
19	A	-X'			L4	0.183	2.927	3.281	0.224	298	22.250	0.755	0.419	21
20	A	-X'		+	L4	0.187	2.876	3.281	0.224	298	22.250	0.755	0.419	21
21	A	-X'		-	L4	0.184	2.936	3.281	0.194	203	30.889	0.654	0.285	14
22	A	-X'	+0.3Y'		L4	0.182	2.958	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
23	A	-X'	+0.3Y'	+	L4	0.180	2.973	3.281	0.242	376	18.083	0.816	0.528	26
24	A	-X'	+0.3Y'	-	L4	0.178	3.006	3.281	0.188	185	33.329	0.634	0.260	13
25	A	-X'	-0.3Y'		L4	0.184	2.908	3.281	0.217	270	24.253	0.731	0.379	19
26	A	-X'	-0.3Y'	+	L4	0.182	2.900	3.281	0.212	252	25.742	0.715	0.354	18
27	A	-X'	-0.3Y'	-	L4	0.187	2.897	3.281	0.196	207	30.394	0.661	0.291	15
28	A	-Y'			L4	0.164	2.635	3.281	0.182	175	34.856	0.613	0.246	12
29	A	-Y'		+	L4	0.172	2.540	3.281	0.188	185	33.329	0.634	0.260	13
30	A	-Y'		-	L4	0.157	2.794	3.281	0.182	172	35.341	0.613	0.242	12
31	A	-Y'	+0.3X'		L4	0.165	2.641	3.281	0.184	182	33.773	0.620	0.256	13
32	A	-Y'	+0.3X'	+	L4	0.175	2.522	3.281	0.184	182	33.773	0.620	0.256	13
33	A	-Y'	+0.3X'	-	L4	0.160	2.741	3.281	0.178	169	35.840	0.600	0.237	12
34	A	-Y'	-0.3X'		L4	0.164	2.678	3.281	0.182	172	35.341	0.613	0.242	12
35	A	-Y'	-0.3X'	+	L4	0.169	2.585	3.281	0.183	179	34.229	0.617	0.251	13
36	A	-Y'	-0.3X'	-	L4	0.156	2.795	3.281	0.178	166	36.352	0.600	0.233	12
37	E	+X'			L4	0.257	2.696	3.281	0.241	371	18.303	0.812	0.521	26
38	E	+X'		+	L4	0.250	2.757	3.281	0.217	271	24.176	0.731	0.381	19
39	E	+X'		-	L4	0.255	2.607	3.281	0.188	189	32.755	0.634	0.265	13
40	E	+X'	+0.3Y'		L4	0.257	2.654	3.281	0.224	298	22.250	0.755	0.419	21
41	E	+X'	+0.3Y'	+	L4	0.250	2.719	3.281	0.216	266	24.569	0.728	0.374	19



42	E	+X'	+0.3Y'	-	L4	0.253	2.655	3.281	0.192	199	31.400	0.647	0.279	14
43	E	+X'	-0.3Y'		L4	0.257	2.688	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
44	E	+X'	-0.3Y'	+	L4	0.250	2.742	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
45	E	+X'	-0.3Y'	-	L4	0.255	2.627	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
46	E	+Y'			L4	0.237	2.833	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
47	E	+Y'		+	L4	0.233	2.641	3.281	0.202	227	28.136	0.681	0.319	16
48	E	+Y'		-	L4	0.237	2.959	3.281	0.178	169	35.840	0.600	0.237	12
49	E	+Y'	+0.3X'		L4	0.237	2.808	3.281	0.198	215	29.449	0.667	0.302	15
50	E	+Y'	+0.3X'	+	L4	0.233	2.716	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
51	E	+Y'	+0.3X'	-	L4	0.237	2.963	3.281	0.189	192	32.337	0.637	0.270	13
52	E	+Y'	-0.3X'		L4	0.237	2.748	3.281	0.189	192	32.337	0.637	0.270	13
53	E	+Y'	-0.3X'	+	L4	0.224	2.766	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
54	E	+Y'	-0.3X'	-	L4	0.237	2.912	3.281	0.183	179	34.229	0.617	0.251	13
55	E	-X'			L4	0.250	2.854	3.281	0.221	289	22.857	0.745	0.406	20
56	E	-X'		+	L4	0.257	2.773	3.281	0.241	366	18.529	0.812	0.514	26
57	E	-X'		-	L4	0.244	2.875	3.281	0.221	284	23.209	0.745	0.399	20
58	E	-X'	+0.3Y'		L4	0.238	2.996	3.281	0.209	244	26.463	0.704	0.343	17
59	E	-X'	+0.3Y'	+	L4	0.244	2.953	3.281	0.206	231	27.724	0.694	0.324	16
60	E	-X'	+0.3Y'	-	L4	0.240	2.932	3.281	0.209	244	26.463	0.704	0.343	17
61	E	-X'	-0.3Y'		L4	0.250	2.782	3.281	0.230	319	20.952	0.775	0.448	22
62	E	-X'	-0.3Y'	+	L4	0.253	2.819	3.281	0.265	486	14.300	0.893	0.683	34
63	E	-X'	-0.3Y'	-	L4	0.244	2.829	3.281	0.217	270	24.253	0.731	0.379	19
64	E	-Y'			L4	0.235	2.798	3.281	0.206	231	27.724	0.694	0.324	16
65	E	-Y'		+	L4	0.237	2.918	3.281	0.190	196	31.795	0.640	0.275	14
66	E	-Y'		-	L4	0.230	2.700	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
67	E	-Y'	+0.3X'		L4	0.230	2.853	3.281	0.200	218	29.110	0.674	0.306	15
68	E	-Y'	+0.3X'	+	L4	0.236	2.920	3.281	0.198	215	29.449	0.667	0.302	15
69	E	-Y'	+0.3X'	-	L4	0.226	2.799	3.281	0.216	266	24.569	0.728	0.374	19
70	E	-Y'	-0.3X'		L4	0.237	2.796	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
71	E	-Y'	-0.3X'	+	L4	0.237	2.929	3.281	0.192	199	31.400	0.647	0.279	14
72	E	-Y'	-0.3X'	-	L4	0.225	2.843	3.281	0.217	275	23.870	0.731	0.386	19

L'analisi delle 72 curve per lo stato di fatto evidenziano un indicatore di rischio sismico minimo di **0.6**.

Si riportano nel seguito le curve corrispondenti agli indicatori sismici minimi in X e in Y.

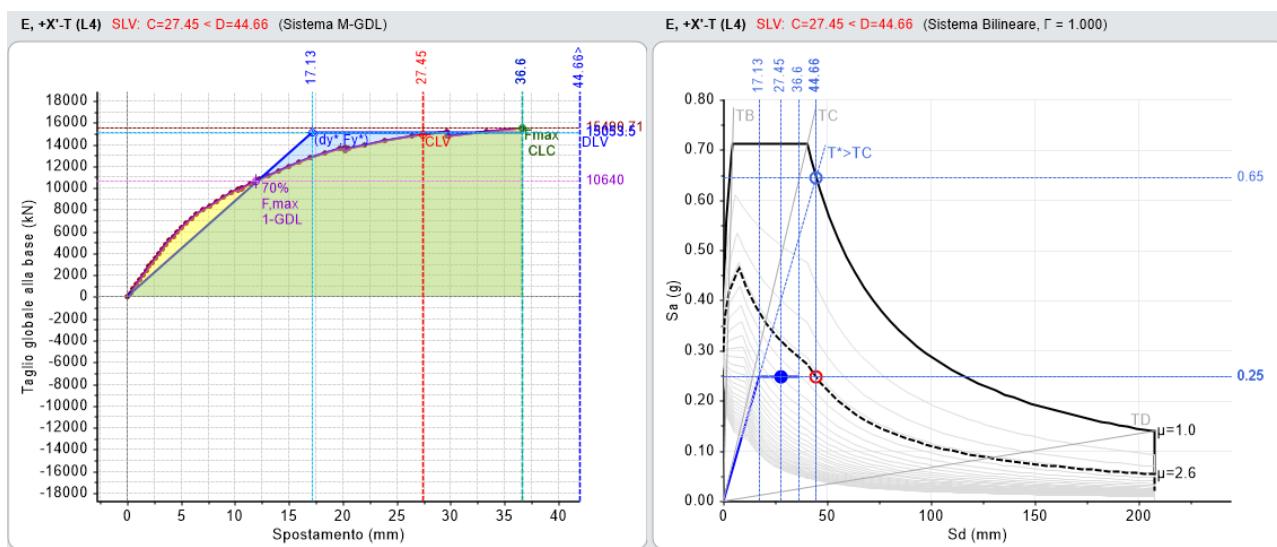


Figura 88 Curva corrispondente al minimo indicatore di rischio sismico, direzione X $I_s=0.634$

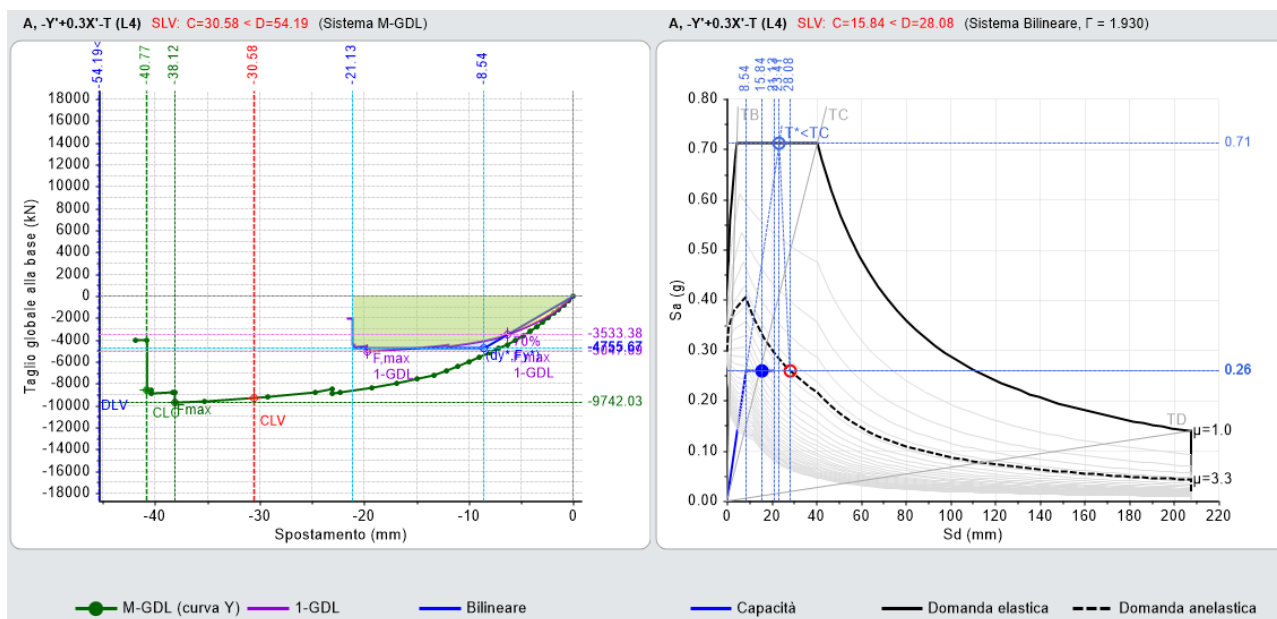


Figura 89 Curva corrispondente al minimo indicatore di rischio sismico, direzione Y $I_s=0.6$

15 ANALISI CINEMATICA

Il paragrafo riporta I risultati principali dell'analisi cinematica per meccanismi locali di collasso condotta sulla struttura nel suo stato di progetto. Sono stati analizzati meccanismi da ribaltamento semplice nel caso di elementi non collegati in testa. Dove è stata riscontrata la presenza di cordoli di piano sono stati analizzati i meccanismi di parete vincolata ai bordi (flessione verticale). Nell'analisi dei meccanismi si è tenuto conto della presenza di catena metalliche preesistenti.



01. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.480$

■ SLD

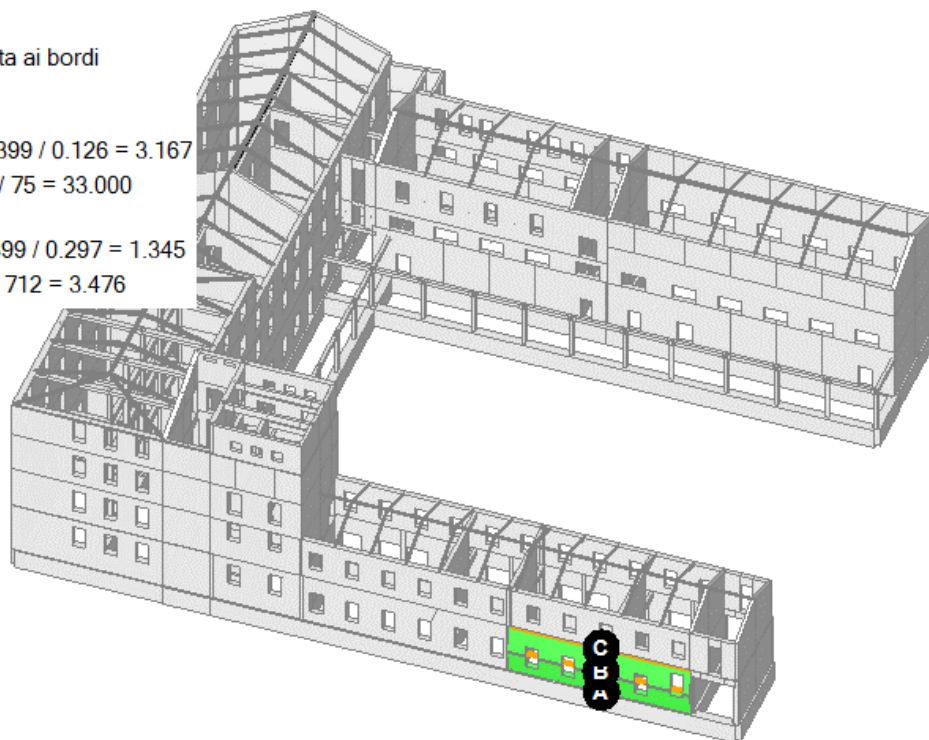
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.399 / 0.126 = 3.167$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 75 = 33.000$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



02. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.446$

■ SLD

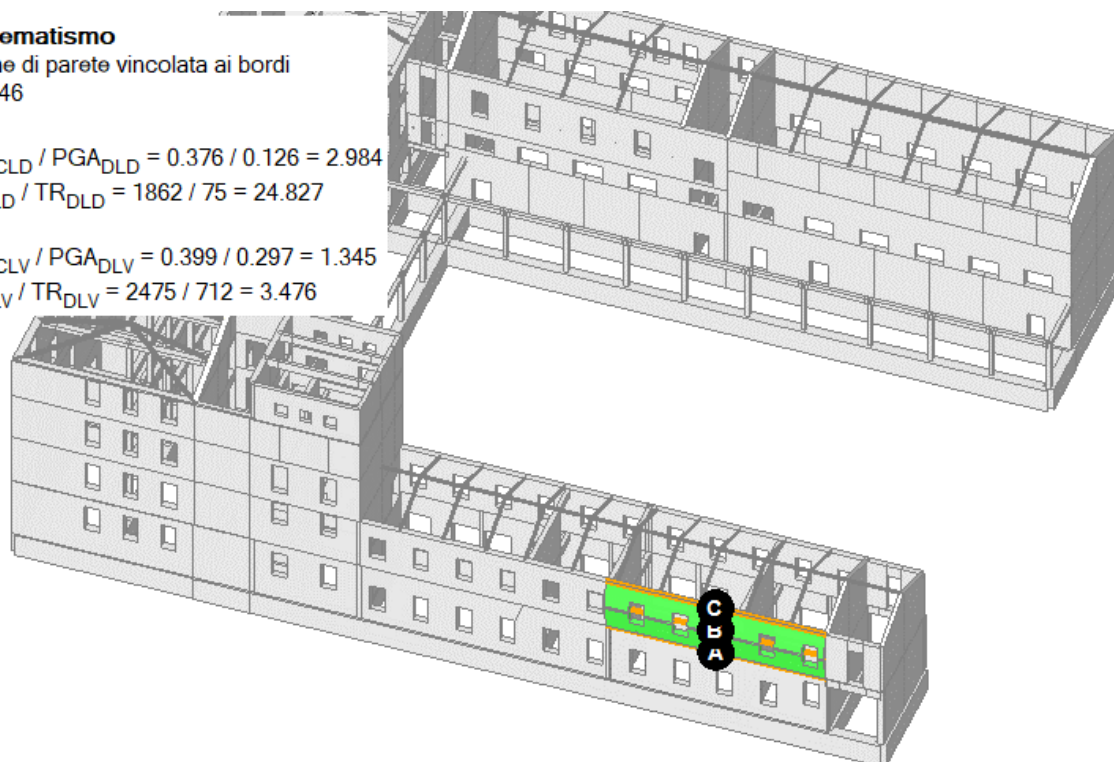
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.376 / 0.126 = 2.984$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 1862 / 75 = 24.827$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$





03. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$$\alpha_0 = 0.597$$

■ SLD

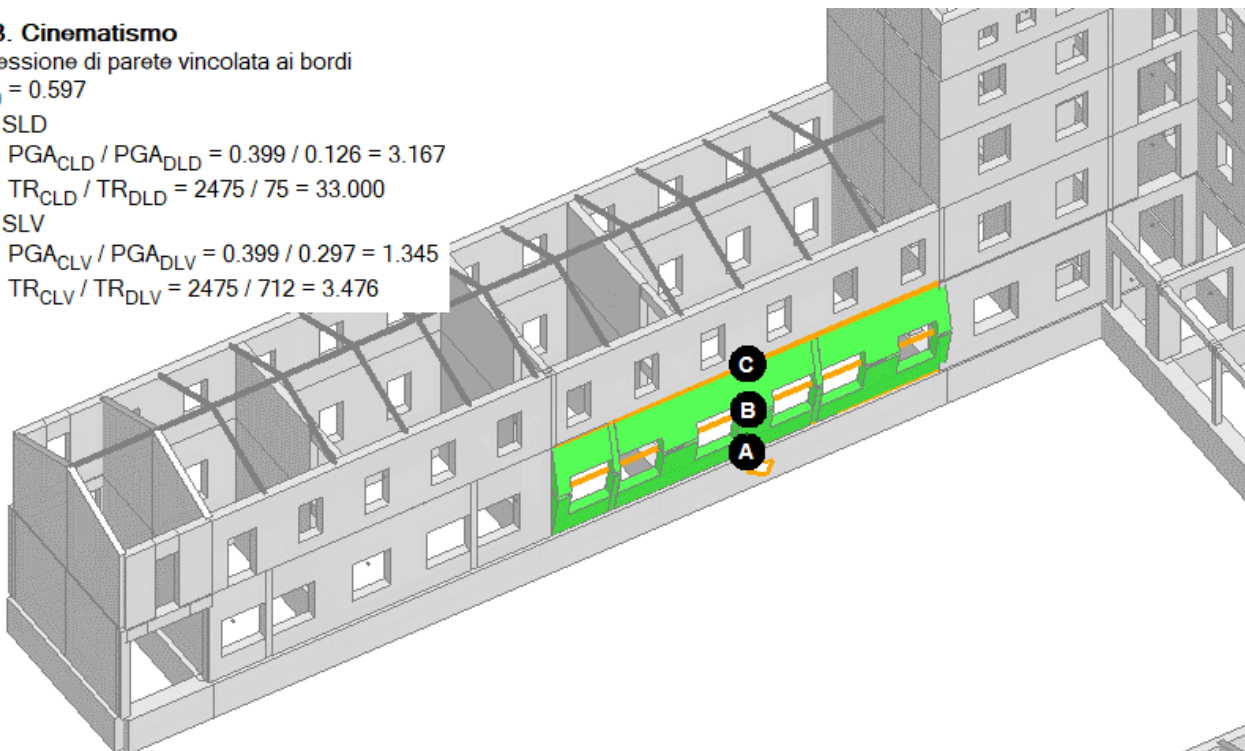
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.399 / 0.126 = 3.167$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 75 = 33.000$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



04. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$$\alpha_0 = 0.552$$

■ SLD

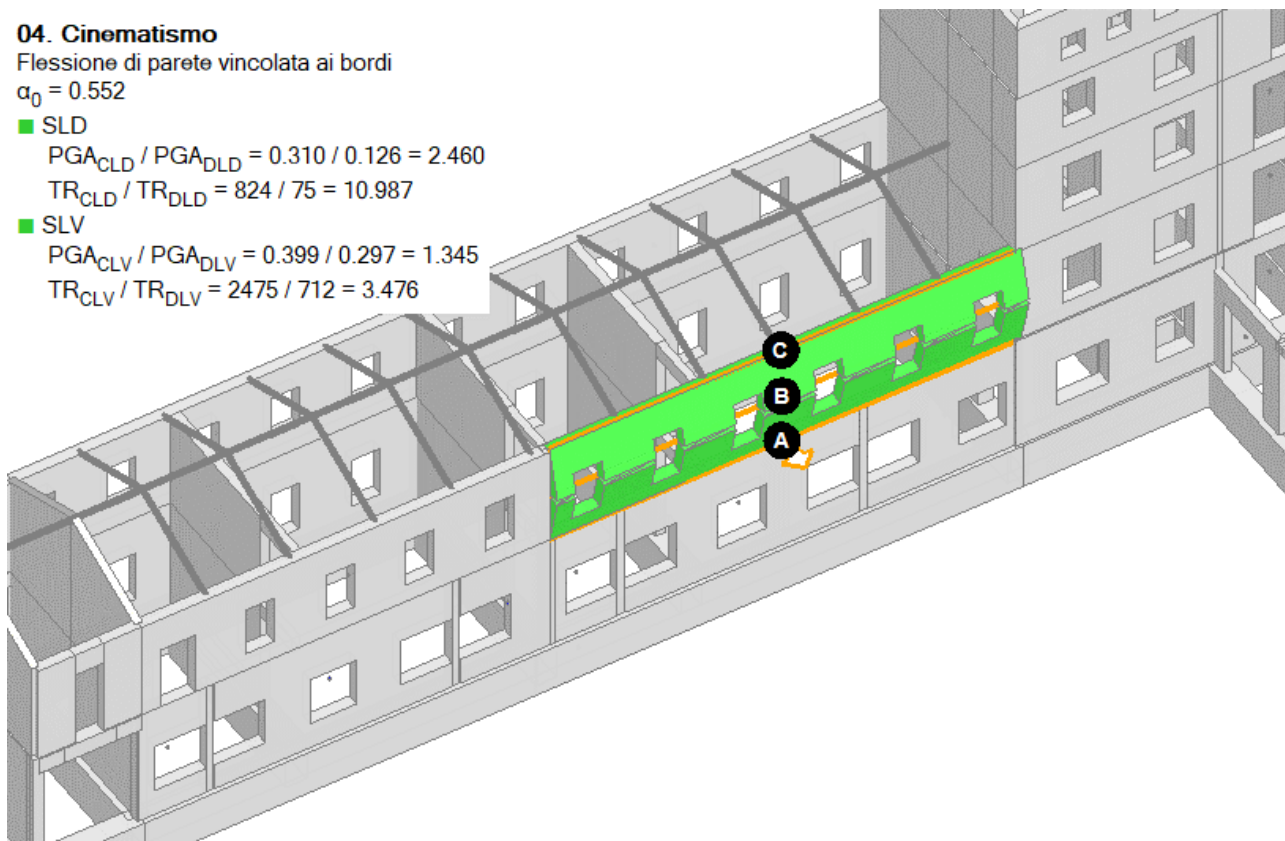
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.310 / 0.126 = 2.460$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 824 / 75 = 10.987$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$





05. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.403$

■ SLD

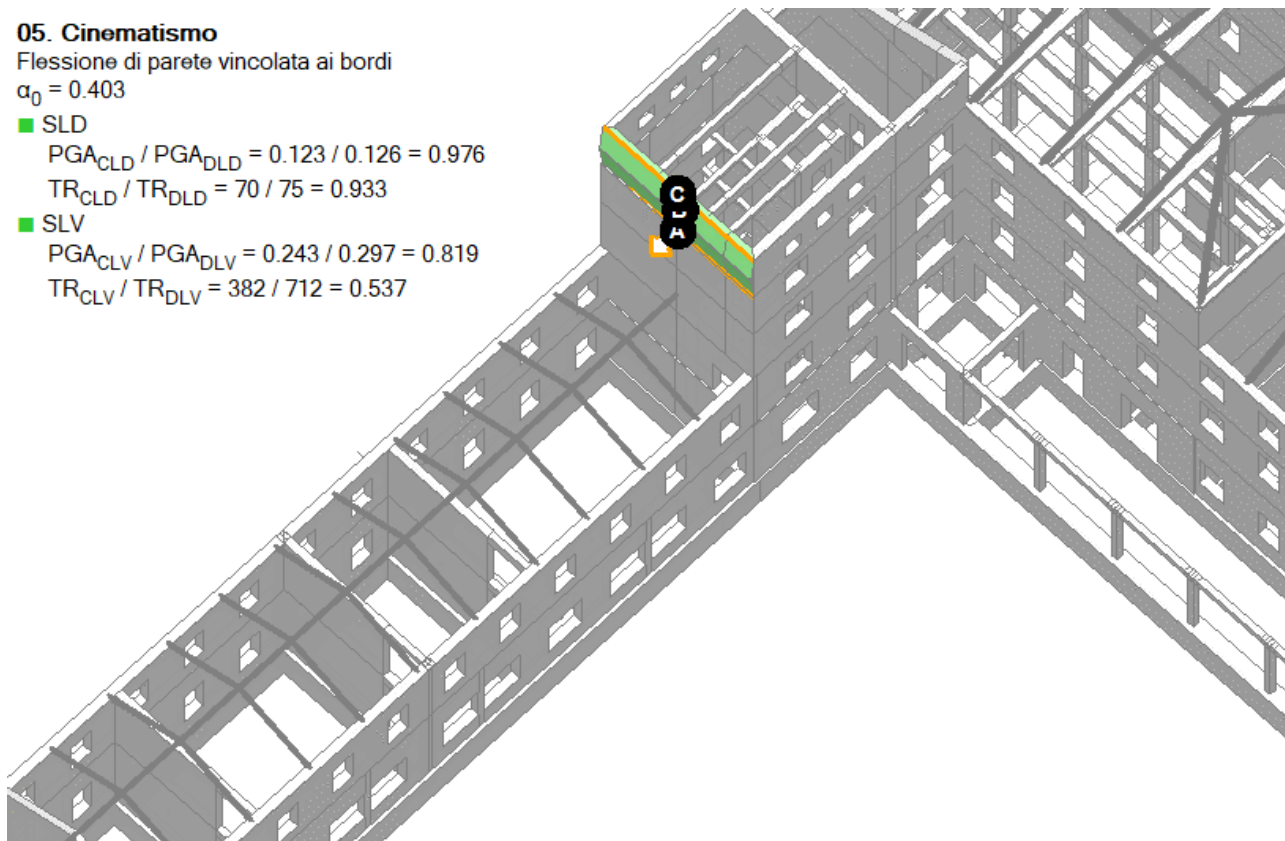
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.123 / 0.126 = 0.976$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 70 / 75 = 0.933$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.243 / 0.297 = 0.819$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 382 / 712 = 0.537$$





06. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.480$

■ SLD

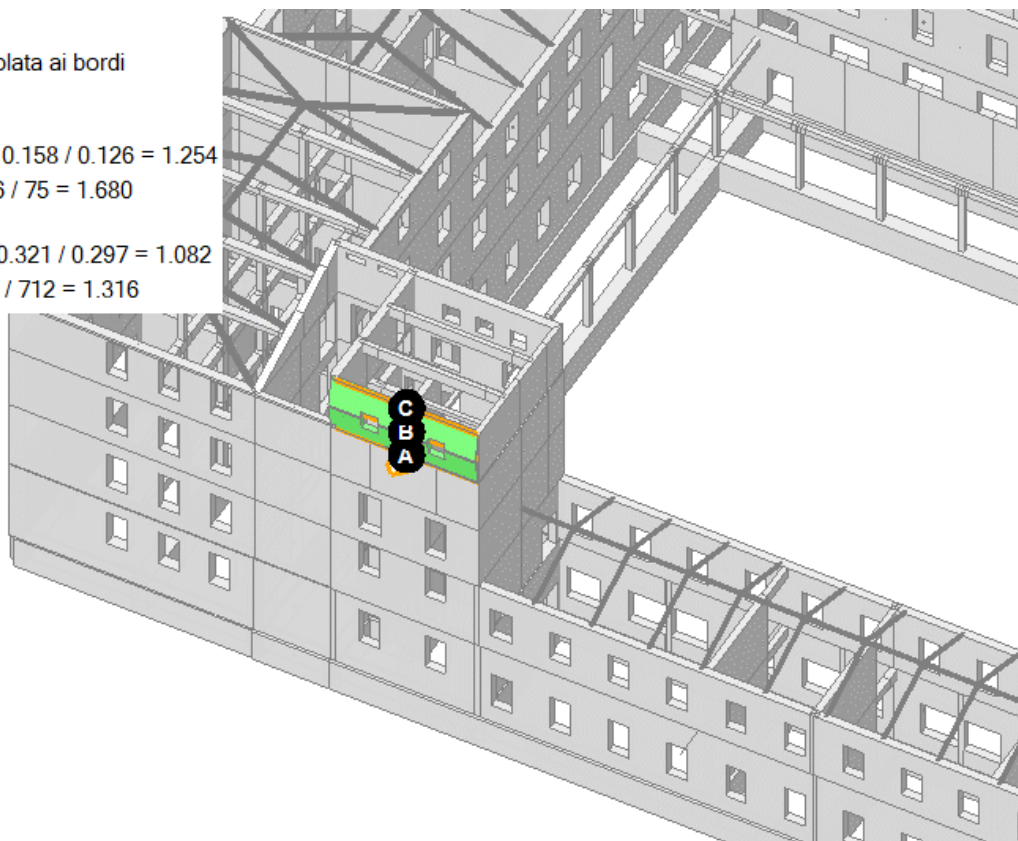
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.158 / 0.126 = 1.254$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 126 / 75 = 1.680$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.321 / 0.297 = 1.082$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 937 / 712 = 1.316$$



07. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.342$

■ SLD

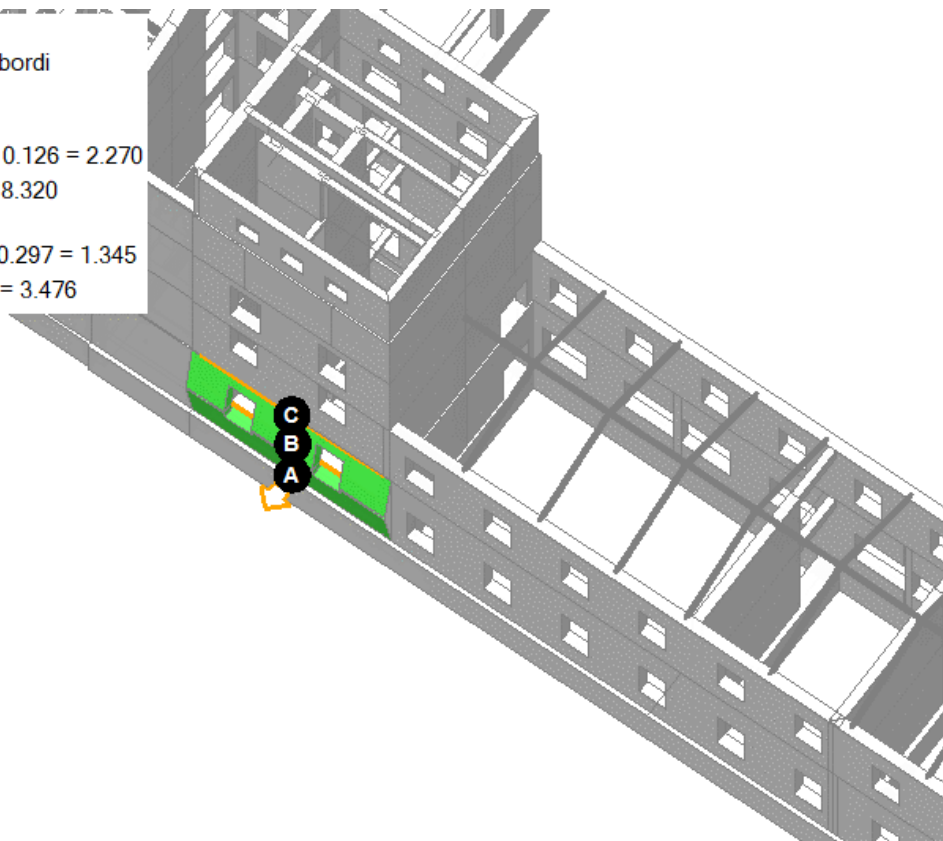
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.286 / 0.126 = 2.270$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 624 / 75 = 8.320$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$





08. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.510$

■ SLD

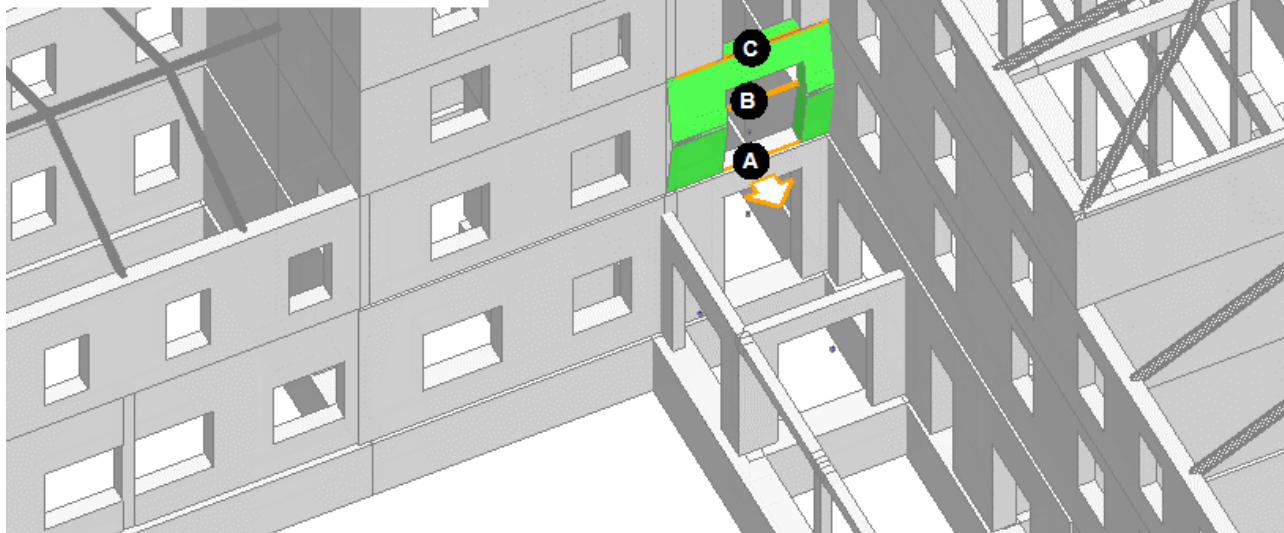
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.399 / 0.126 = 3.167$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 75 = 33.000$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



09. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.505$

■ SLD

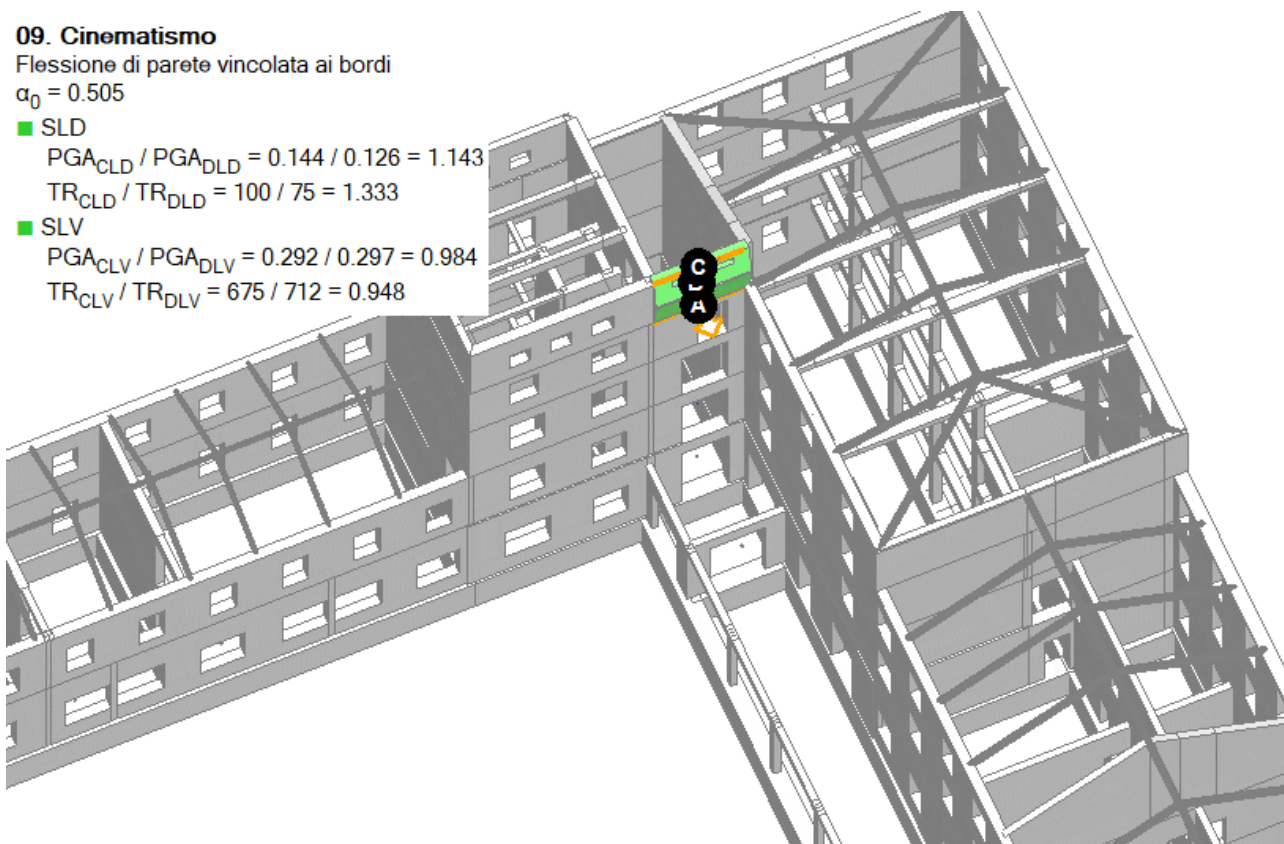
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.144 / 0.126 = 1.143$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 100 / 75 = 1.333$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.292 / 0.297 = 0.984$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 675 / 712 = 0.948$$





10. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.675$

■ SLD

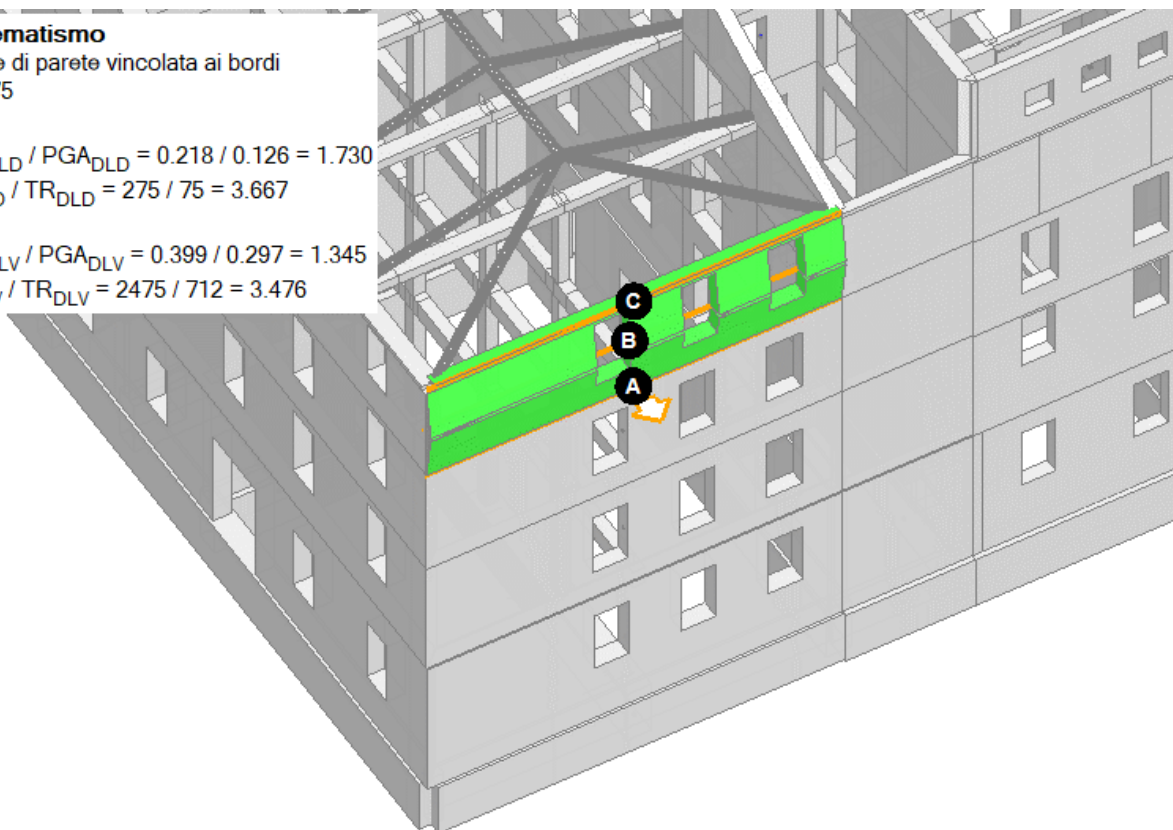
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.218 / 0.126 = 1.730$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 275 / 75 = 3.667$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$





11. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.726$

■ SLD

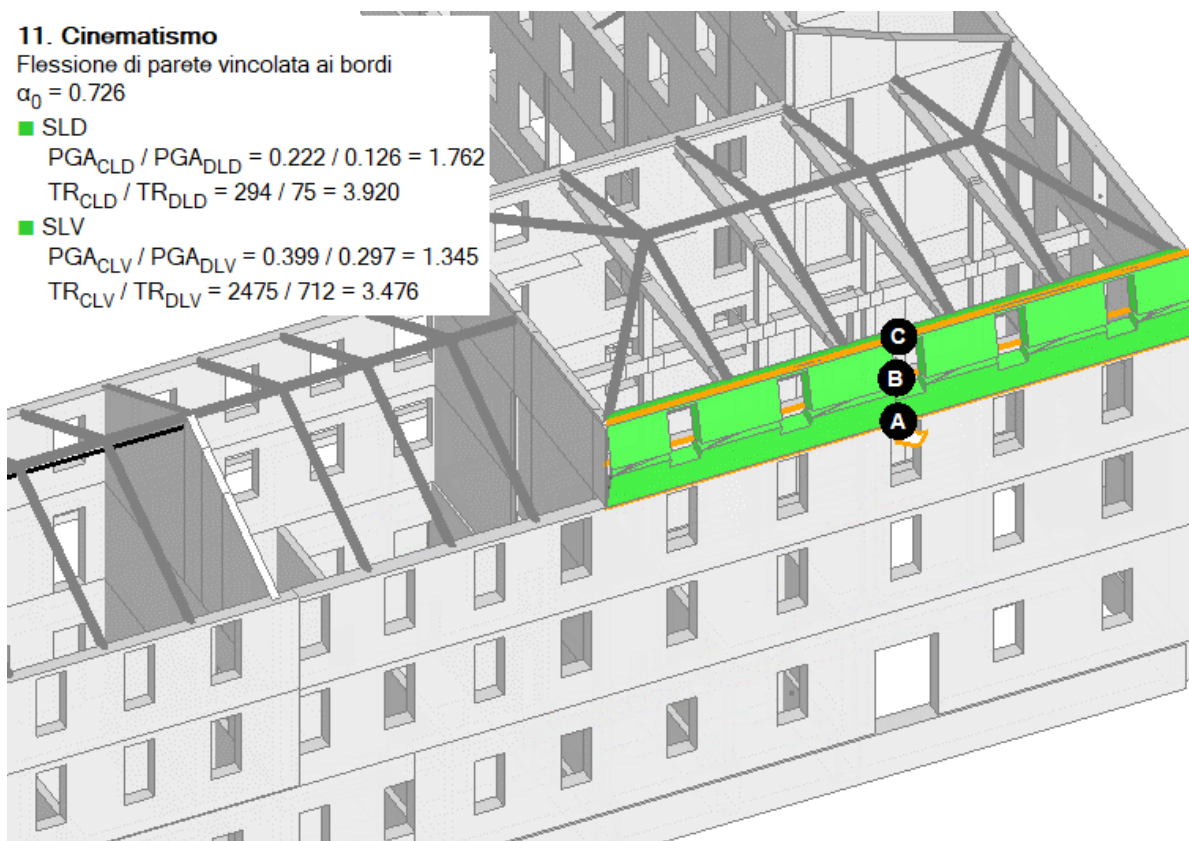
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.222 / 0.126 = 1.762$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 294 / 75 = 3.920$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$





12. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.578$

■ SLD

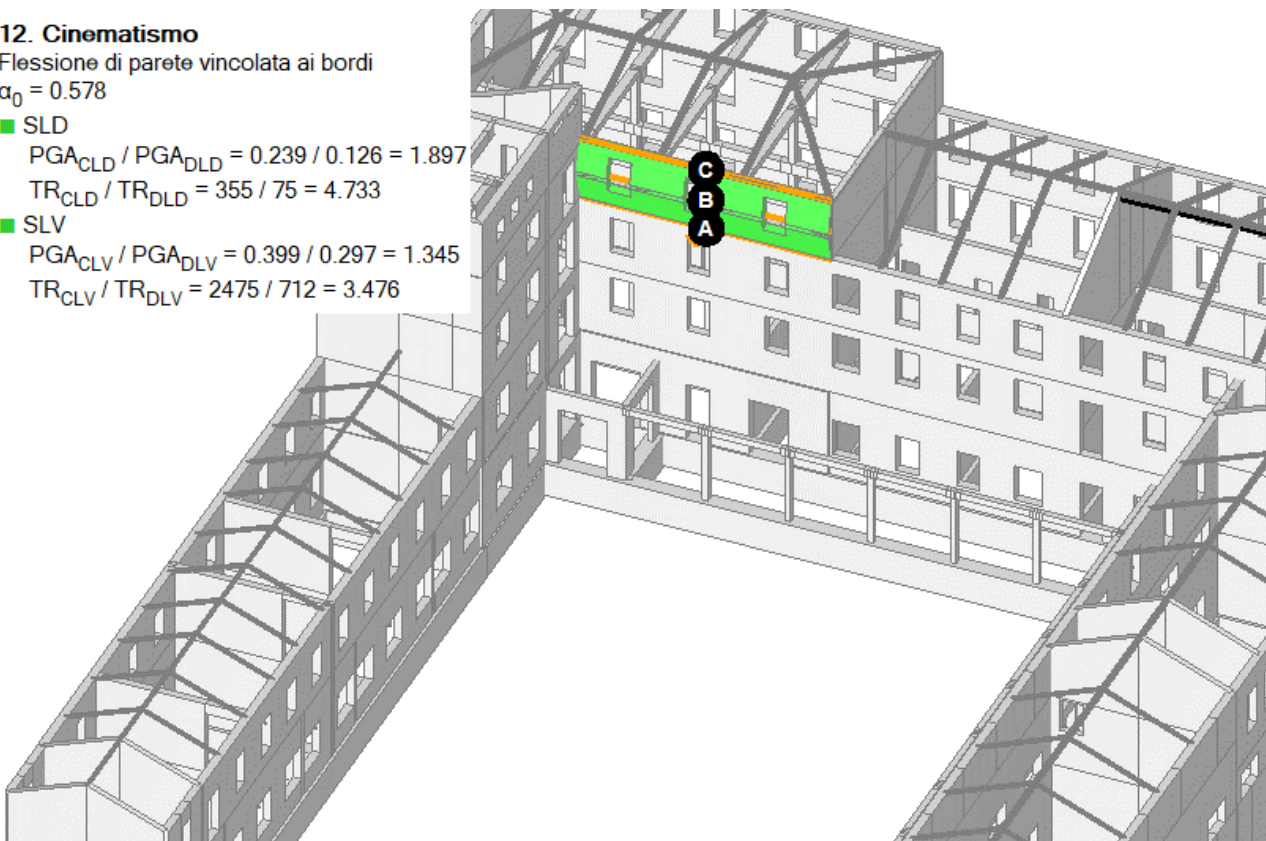
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.239 / 0.126 = 1.897$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 355 / 75 = 4.733$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



13. Cinematismo

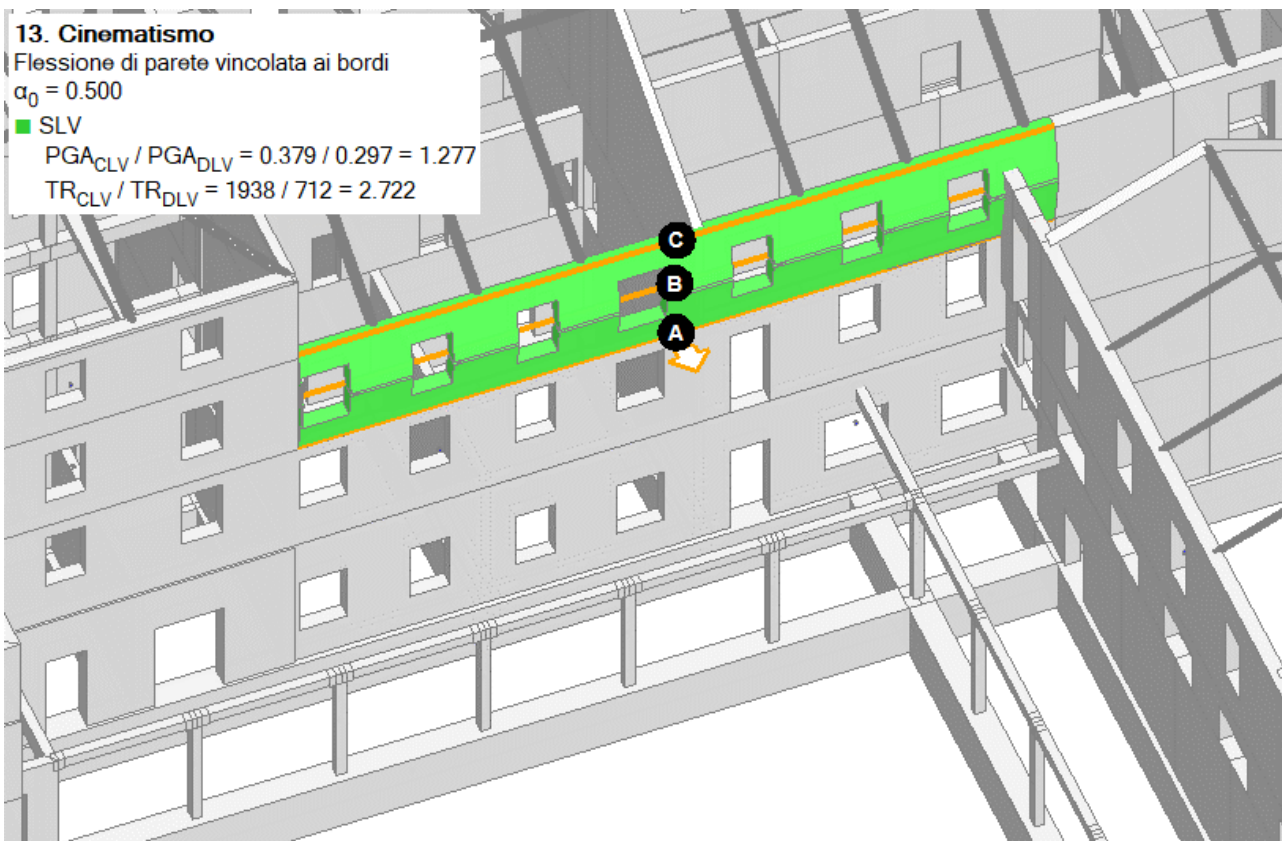
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.500$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.379 / 0.297 = 1.277$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1938 / 712 = 2.722$$





14. Cinematismo

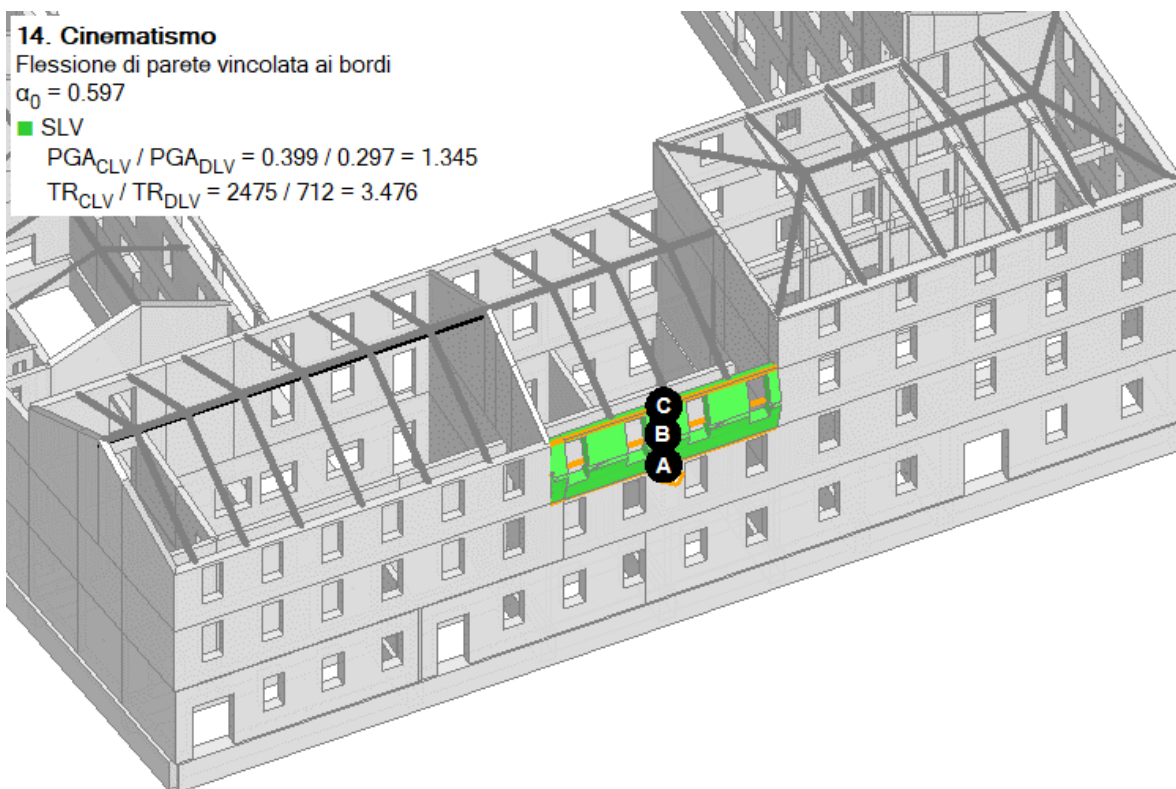
Flessione di parete vincolata ai bordi

$$\alpha_0 = 0.597$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



15. Cinematismo

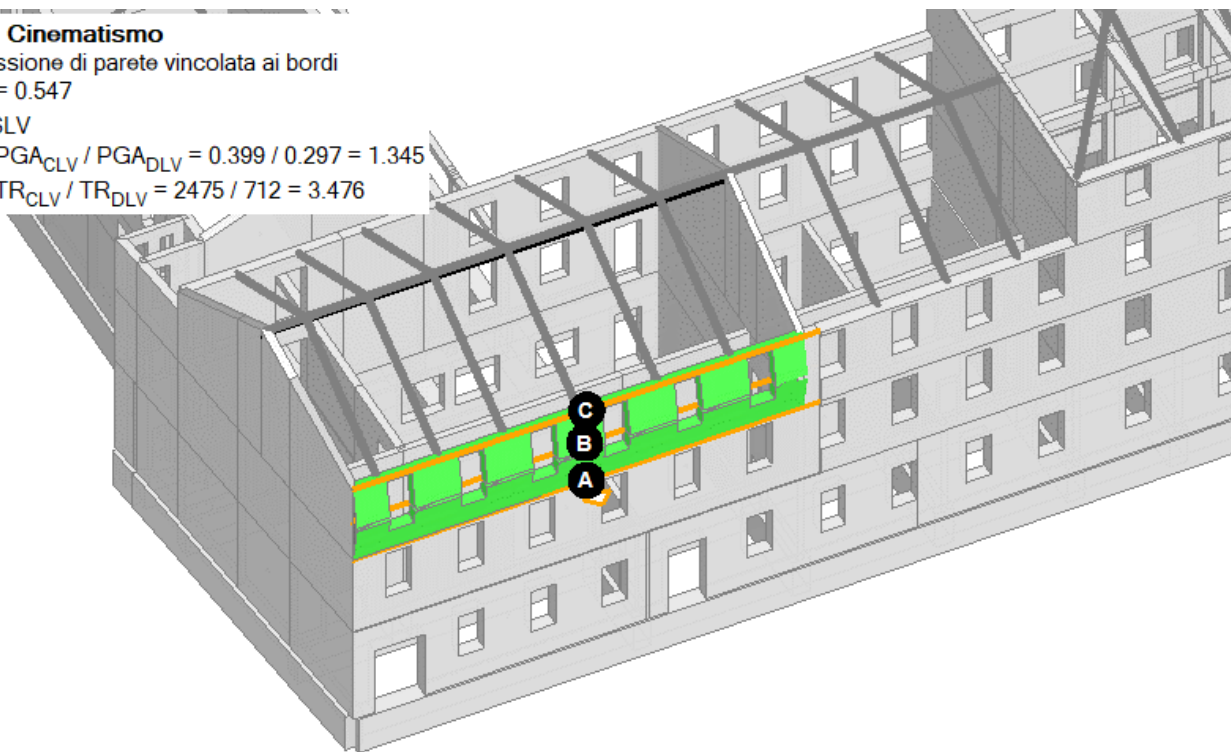
Flessione di parete vincolata ai bordi

$$\alpha_0 = 0.547$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$





16. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.382$

■ SLD

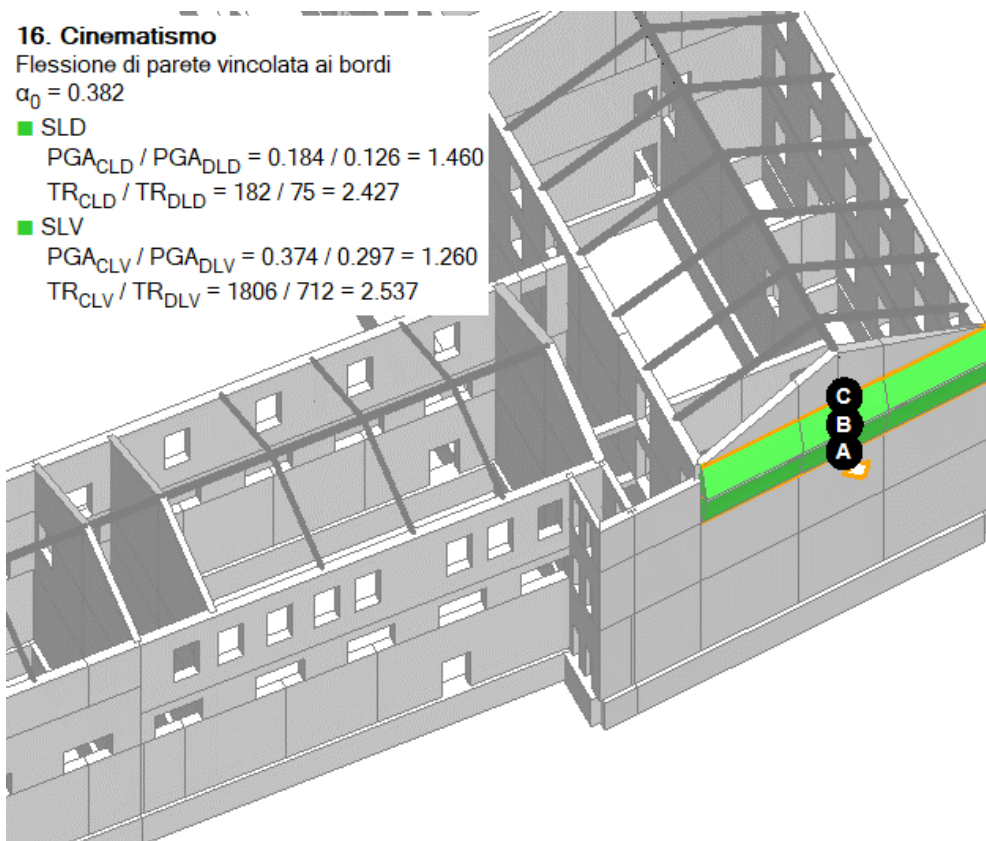
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.184 / 0.126 = 1.460$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 182 / 75 = 2.427$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.374 / 0.297 = 1.260$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1806 / 712 = 2.537$$



17. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.754$

■ SLD

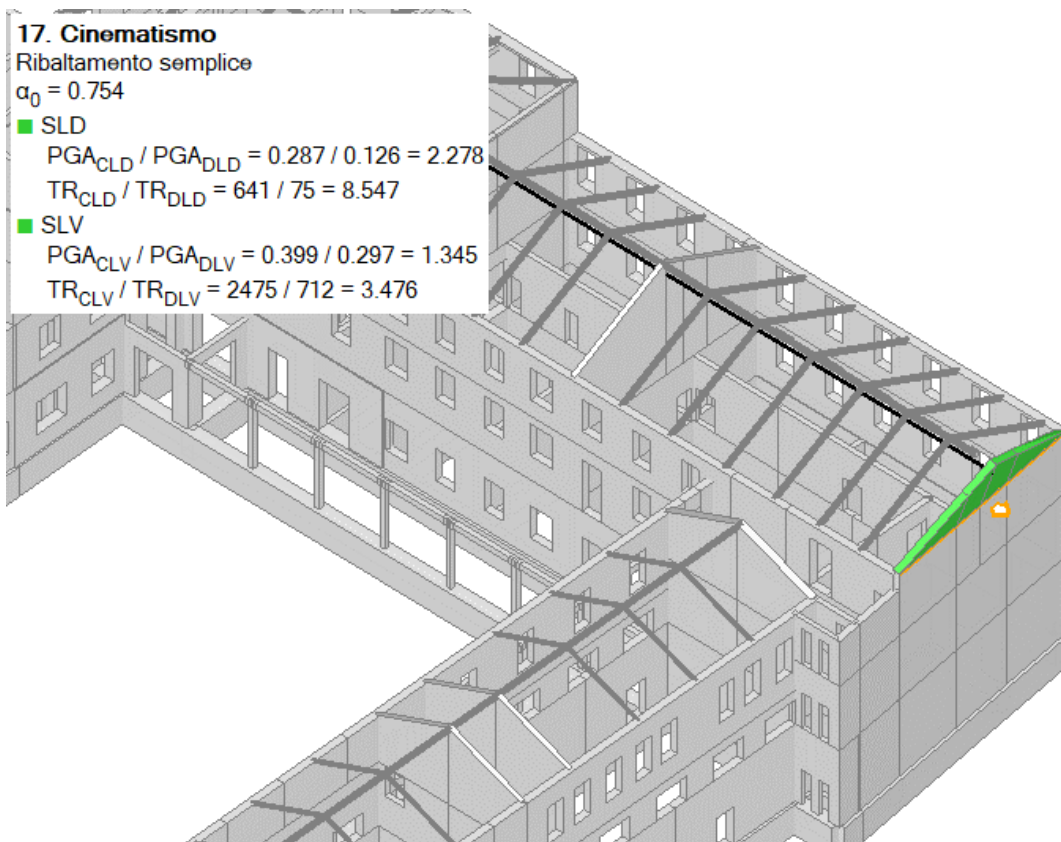
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.287 / 0.126 = 2.278$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 641 / 75 = 8.547$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



Si prevede l'inserimento di una catena sommitale $\phi 16$ con contropiastre 200×200 mm per 20 mm di spessore.



18. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.092$

■ SLD

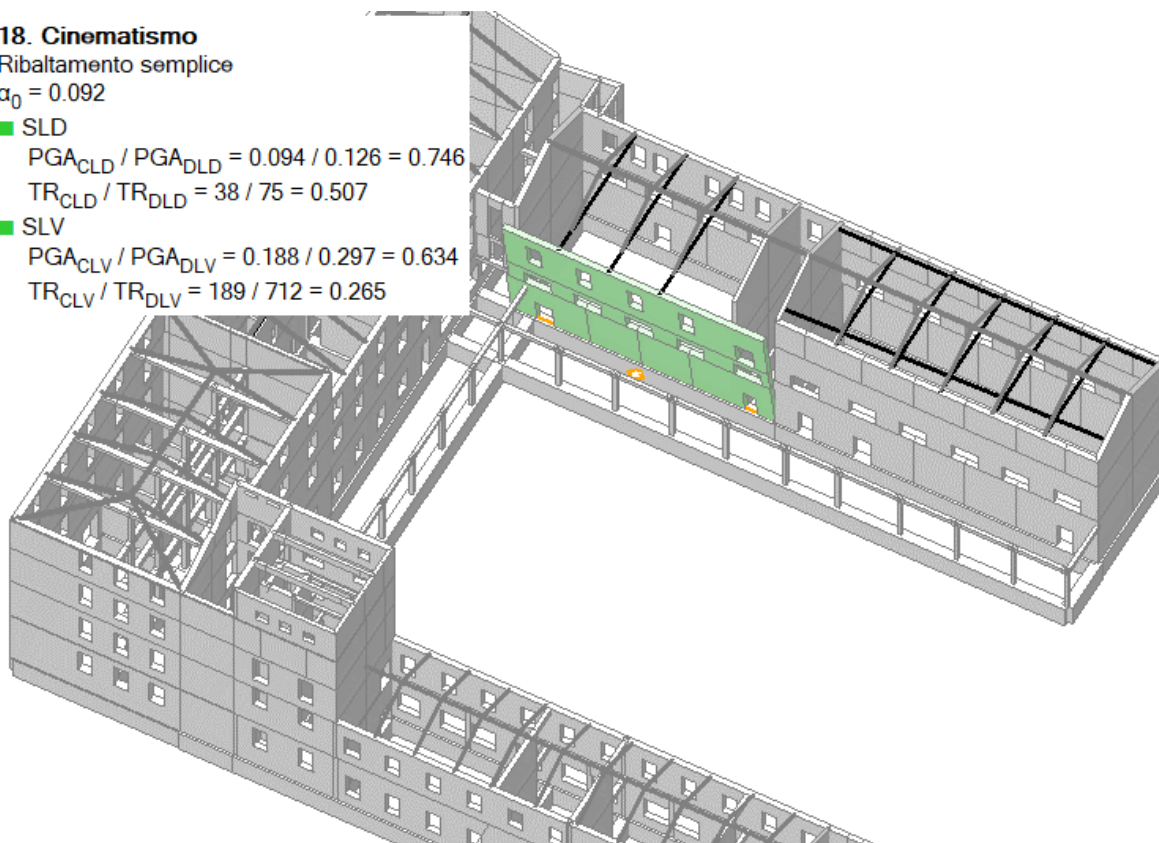
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.094 / 0.126 = 0.746$$

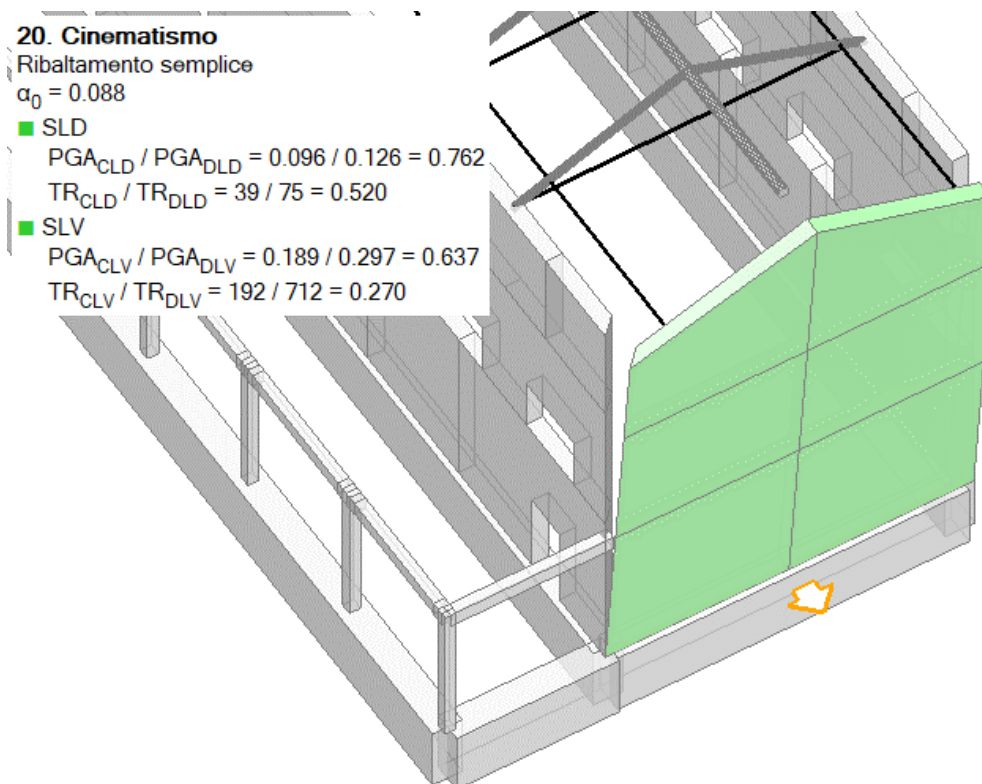
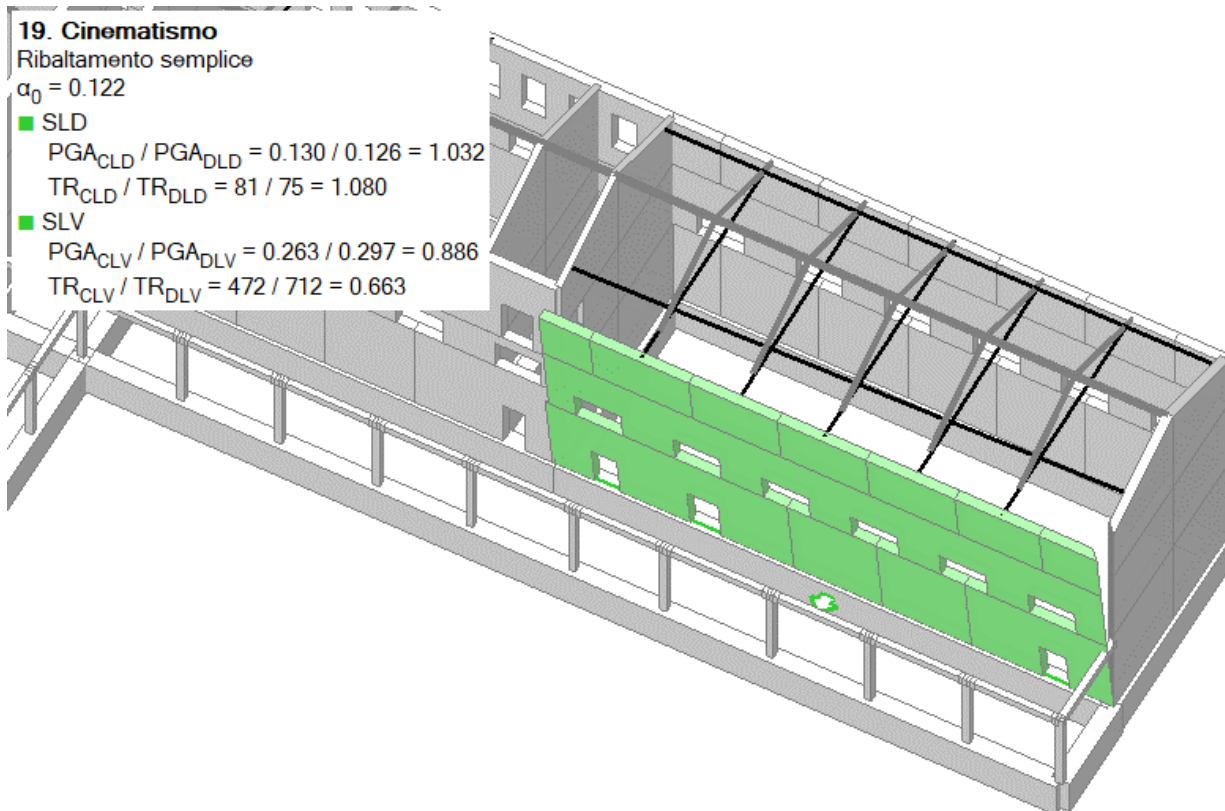
$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 38 / 75 = 0.507$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.188 / 0.297 = 0.634$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 189 / 712 = 0.265$$

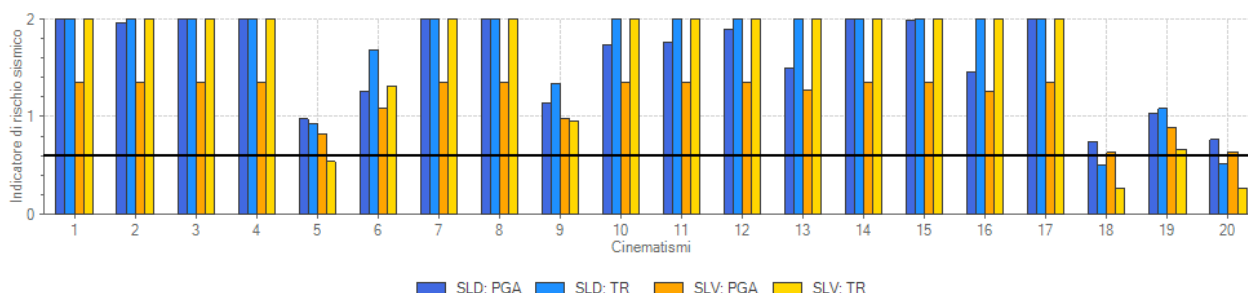




L'analisi cinematica ha evidenziato un indicatore di rischio sismico allo SLV di **0.634**.



Si riporta nel seguito in forma tabellare il riassunto dell'analisi cinematica condotta sulla struttura analizzata.

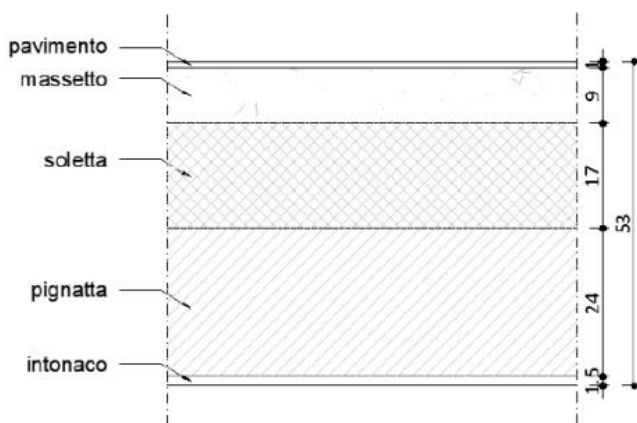


16 INTERVENTI DI PROGETTO

16.1 INTERVENTO DI ALLEGGERIMENTO DI SOLAI ESISTENTI IN C.A.

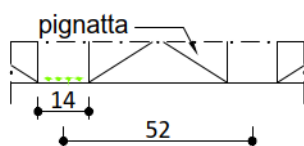
In corrispondenza dei livelli +4.82 m e +8.86 m del corpo C, lato Palestre sono stati individuati due solai di luce 8 m di elevato spessore e conseguente elevato carico. Con l'obiettivo di ridurre i carichi gravanti sui maschi murari del piano terra lato corte interna si realizza un intervento di demolizione dei solai esistenti con realizzazione di solai alleggeriti con elementi di riempimento alleggeriti in EPS.

In particolare, le indagini in situ hanno evidenziato il seguente pacchetto di solaio



Inoltre l'utilizzo del pacometro ha consentito l'individuazione dell'armatura longitudinale presente nei travetti

SI.02
SOLAIO
piano primo
scala 1:20



ARMATURA LONGITUDINALE
4 treccie 3Ø3

L'analisi dei carichi corrispondente allo stato di fatto è riportata nella tabella che segue.



ID:	Solaio corpo C +8.86					
tipo:	VE.02-SI.02					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.24	0.14	1.00	0.50	25	1.68
soletta c.a	0.17	1.00	1.00	1.00	25	4.25
Pignatta	0.24	1.00	1.00	1.00	8	1.92
gk1						7.85
ID:	Solaio corpo C +8.86					
tipo:	VE.02-SI.02					
massetto	0.09	1.00	1.00	1.00	22	1.98
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.02	1.00	1.00	1.00	20	0.30
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						3.47
ID:	Solaio corpo C +8.86					
tipo:	VE.02-SI.02					
qk	cat. C					3.00

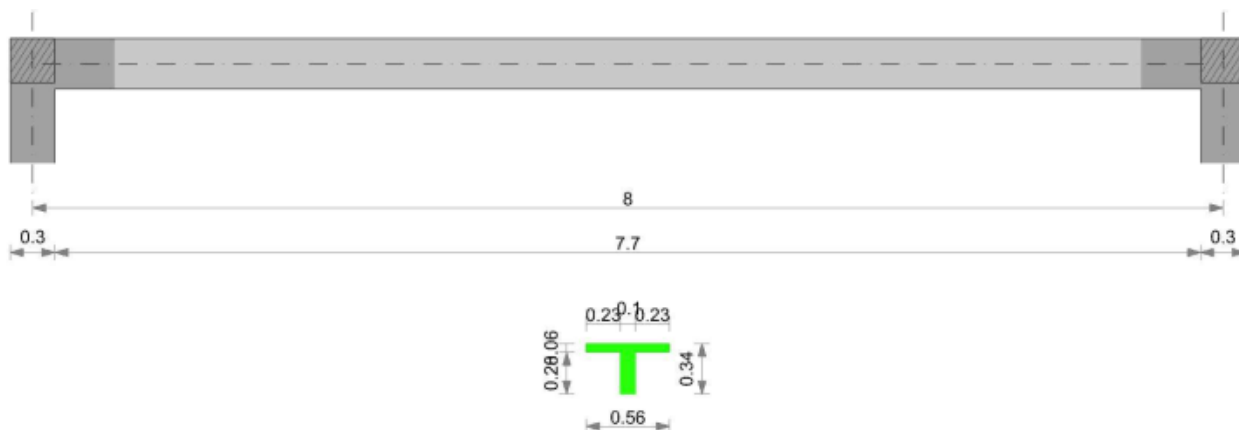
Si prevede la realizzazione di un solaio ex novo in c.a. con elementi di alleggerimento in EPS tipo Nidyon Nisol, realizzato con cemento strutturale alleggerito tipo Leca1600 (Rck35).

Nella tabella seguente si riporta l'analisi dei carichi dello stato di progetto.

ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.28	0.10	1.00	0.56	20	1.00
soletta c.a	0.06	1.00	1.00	1.00	20	1.20
EPS	0.28	1.00	1.00	1.00	0.15	0.04
gk1						2.24
ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	16	0.48
sottofondo	0.03	1.00	1.00	1.00	16	0.48
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	18	0.18
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						2.33
ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
qk	cat. C					3.00



Si prevede l'impiego di un solaio del tipo 26+5 con travetti da 10 cm di larghezza a passo 56 cm e soletta armata da 5 cm. Si riporta di seguito la verifica del solaio condotta con riferimento allo SLU e agli SLE in accordo alle prescrizioni NTC 2018. Per la progettazione viene adottata un'ipotesi conservativa di solaio in semplice appoggio.



La verifica si riferisce al singolo travetto e alla larghezza efficace della soletta superiore.

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C28/35_tipo Leca 1600 Rck 35000

Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Int.	B anima	Altezza	H cappa	H lastra	C. sup.	C. inf.	C. inf. agg.	Peso
1	Ner 10x(28+6)/56	Nervatura	0.56	0.1	0.34	0.06		0.015	0.015	0.016	2.25



Calcestruzzo strutturale leggero C28/35 - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005 tipo LECA1600			
Peso specifico	γ	16	[kN/m ³]
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36.00	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.77	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.94	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.60	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ε_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ε_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.80	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.60	[MPa]
Classe di consistenza	S4		
Diametro max aggregato	$d_{max} =$	15.00	mm
Classe di esposizione	XC1		
Rapporto acqua/cemento	≤ 0.55		
Coripferro minimo	c	20.00	mm

Acciaio B450C- Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ε_{yd}	0.001956522	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ε_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.30	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360.00	[MPa]

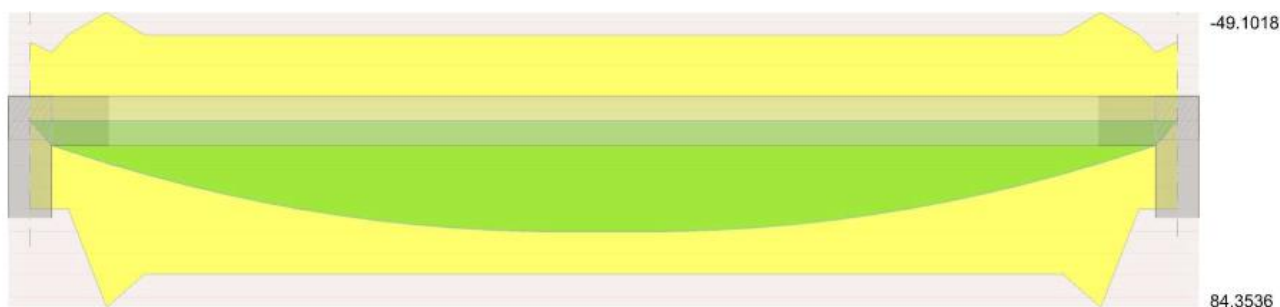


Figura 90 Diagramma momento flettente SLU [kNm]

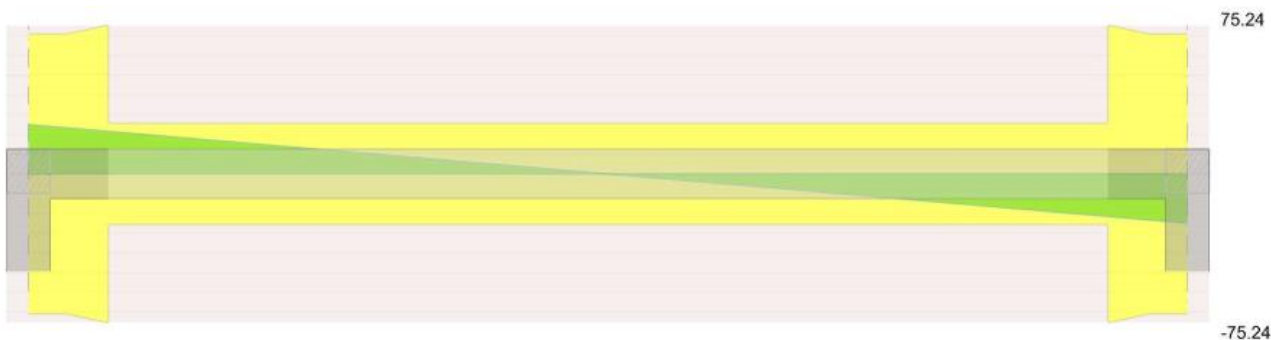


Figura 91 Diagramma Taglio SLU [kN]

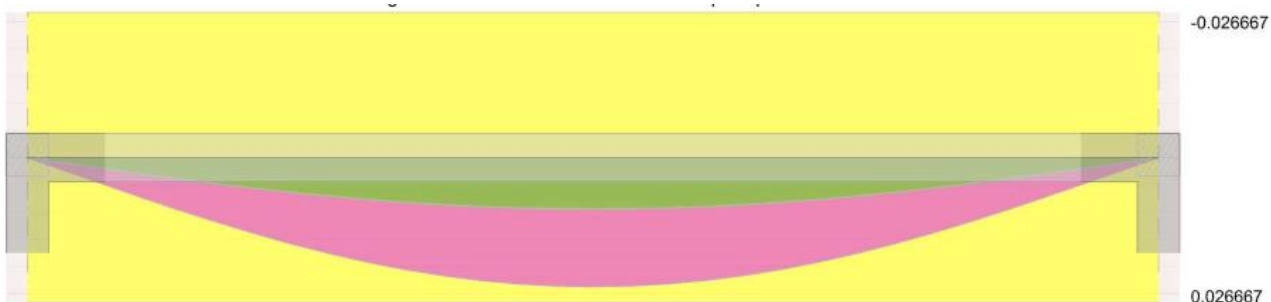


Figura 92 Verifica della freccia L/300 SLE

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.000214	0.023	0.000402	0.078	0	0	39.9167	0.084	+						Sì
0.15	0.000172	0.021	0.000402	0.078	3.6844	10.9885	39.8789	0.081	3.63						Sì
4	0.000339	0.021	0.000603	0.034	50.064	50.064	69.28	0.084	1.38						Sì
4.27	0.000339	0.021	0.000603	0.034	49.8415	50.064	69.28	0.084	1.38						Sì
7.85	0.000172	0.021	0.000402	0.078	3.6844	10.9885	39.8789	0.081	3.63						Sì
8	0.000214	0.023	0.000402	0.078	0	0	39.9167	0.084	+						Sì

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0	0.000172	25.03	25.03	70.99	Sì
0.15	0.000402	24.09	24.09	70.99	Sì
7.2	0.000603	-20.03	-20.03	-25.6	Sì
7.85	0.000402	-24.09	-24.09	-70.99	Sì
8	0.000172	-25.03	-25.03	-70.99	Sì

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente						Verifica
	Mela	Mdes	σc	$\sigma c \text{ lim.}$	σf	$\sigma f \text{ lim.}$		Mela	Mdes	σc	$\sigma c \text{ lim.}$	$\sigma \text{ FRP}$	$\sigma \text{ FRP lim.}$	
0	0	0	0	17430	0	360000		0	0	0	13073	0	+	Sì
0.15	2.5552	7.6207	670	17430	9955	360000		2.1595	6.4407	567	13073	0	+	Sì
4	34.72	34.72	4892	17430	204190	360000		29.344	29.344	4134	13073	0	+	Sì
7.85	2.5552	7.6207	670	17430	9955	360000		2.1595	6.4407	567	13073	0	+	Sì
8	0	0	0	17430	0	360000		0	0	0	13073	0	+	Sì

Verifica di apertura delle fessure



x	Bordo	Rara			Frequente			Quasi permanente			Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	
3.73	inferiore	0.093	0.00075	0.00007	0.093	0.00072	0.000066	0.093	0.00068	0.000063	S1
4	inferiore	0.093	0.00075	0.00007	0.093	0.00072	0.000066	0.093	0.00068	0.000063	S1

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess. viscosa+	Fess. viscosa-	l/f
0.15	0.00067	0.00041	0.00104	0.00045	0.00059	0.00041	0.00085	0.00045	0.00057	0.00041	0.00137	0.00092	5853
4	0.01119	0.00686	0.01872	0.00812	0.00989	0.00686	0.01543	0.00812	0.00945	0.00686	0.02373	0.01609	337
7.85	0.00067	0.00041	0.00104	0.00045	0.00059	0.00041	0.00085	0.00045	0.00057	0.00041	0.00137	0.00092	5853

Reazioni vincolari

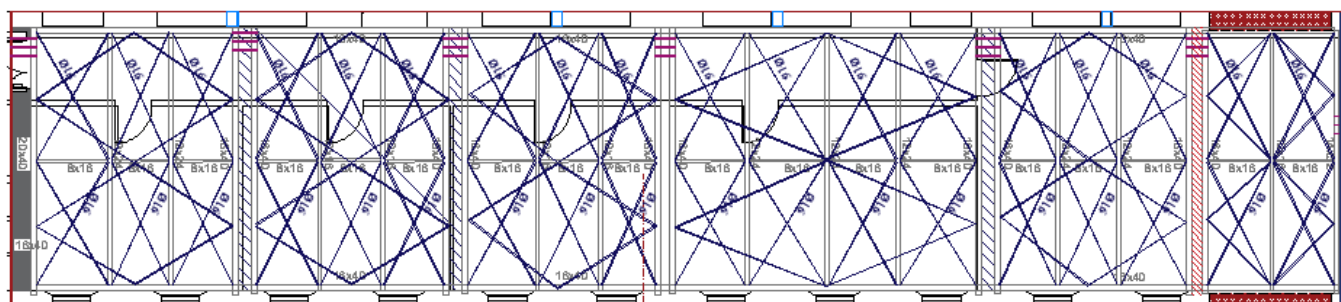
Appoggio n.	Descrizione	SLU max	SLU min	Rara max	Rara min	Freq. max	Freq. min	Q.P. max	Q.P. min
1	ascissa 15	25.032	9.52	17.36	10.64	15.344	10.64	14.672	10.64
2	ascissa 815	25.032	9.52	17.36	10.64	15.344	10.64	14.672	10.64

16.2 REALIZZAZIONE DIAFRAMMI DI PIANO

Nella presente sezione si riportano le verifiche relative agli interventi di irrigidimento di piano mediante interventi a secco telaio in legno + cavi in acciaio o mediante soletta c.a. gettato in opera.

VERIFICA DIAFRAMMA CORPO A +4.82 m

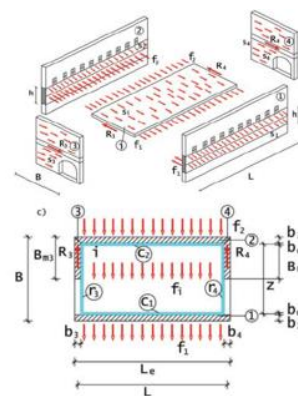
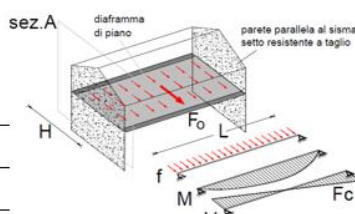
Si prevede la realizzazione di una reticolare di piano mediante telaio di travi in legno e diagonali costituite da barre rigide in acciaio $\phi 16$.



Si riporta il calcolo dell'azione sismica di piano di progetto per il diaframma.

Dimensioni Geometriche Pareti

Le	15.00	m
B	7.75	m
Bm3	5.50	m
Bm4	5.50	m
Correnti	s1 = 0.30	m
	s2 = 0.45	m
Reagenti	s3 = 0.38	m
	s4 = 0.38	m
hup	2.00	m
hbot	2.00	m
L	14.62	m



Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

Peso Specifico Muratura Portante

$\gamma_m = 18.00$ kN/m³

Peso Proprio Solai: Gk1+Gk2

6.60 kN/m²

Peso Accidentale: Qk

3.00 kN/m²

Carico Totale Caratteristico

9.60 kN/m²

ψ (sismico)

0.30



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 – Folignano -





Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima	a_g PGA =	0.128	g
Fattore di Struttura	q_0 =	2.00	
Categoria Sottosuolo	S=SS*ST =	1.39	
Quota impalcato Interessato	z_i =	4.82	m
Altezza totale edificio	H_{tot} =	10.50	m
	T_a/T_1 =	0.02	
	$\psi(Z)$ =	0.46	
	S_a =	0.31	g

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)} - 0.5 \right]$$

$W_a = h_{ap} \cdot L \cdot S_1 \cdot \gamma_m$	W_a	157.9	KN
$W_{a1} = S_1 \cdot \gamma_m$	W_{a1}	5.4	kN/m ²
$S_{a1} = (S_a / q_0) \cdot W_{a1}$	S_{a1}	0.8	kN/m ²
$W_{a2} = S_2 \cdot \gamma_m$	W_{a2}	8.1	kN/m ²
$S_{a2} = (S_a / q_0) \cdot W_{a2}$	S_{a2}	1.2	kN/m ²
$G_s + 0.3 \cdot Q_s$	W_i	7.5	kN/m ²
$S_i = (S_a / q_0) \cdot W_i$	S_i	1.15	kN/m ²



AZIONI SOLLECITANTI - DIAFRAMMA DI PIANO

Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1	f_{k1} =	3.32	KN/m
Azioni sismiche su striscia Mur. K2	f_{k2} =	4.98	KN/m
Azioni sismiche su Impalcato	f_i =	8.94	KN/m
Forza Totale Agente su impalcato	f =	17.25	KN/m

La forza totale agente sull'impalcato è pari a 17.25 kN.

Si riportano le sollecitazioni di progetto degli elementi costitutivi il diaframma di piano.

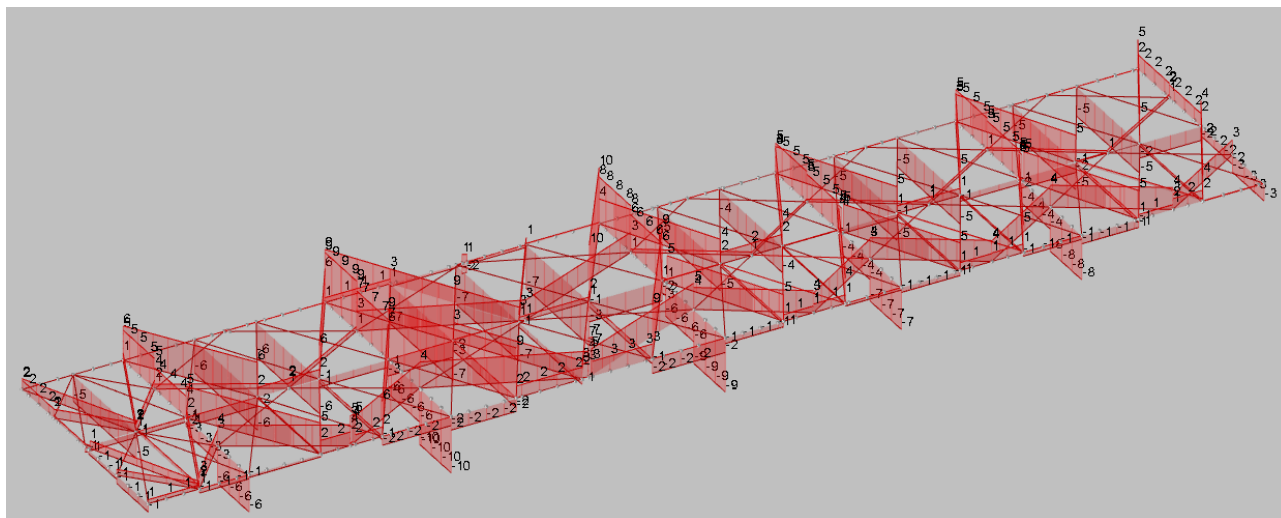


Figura 93 Sforzo normale [kN]

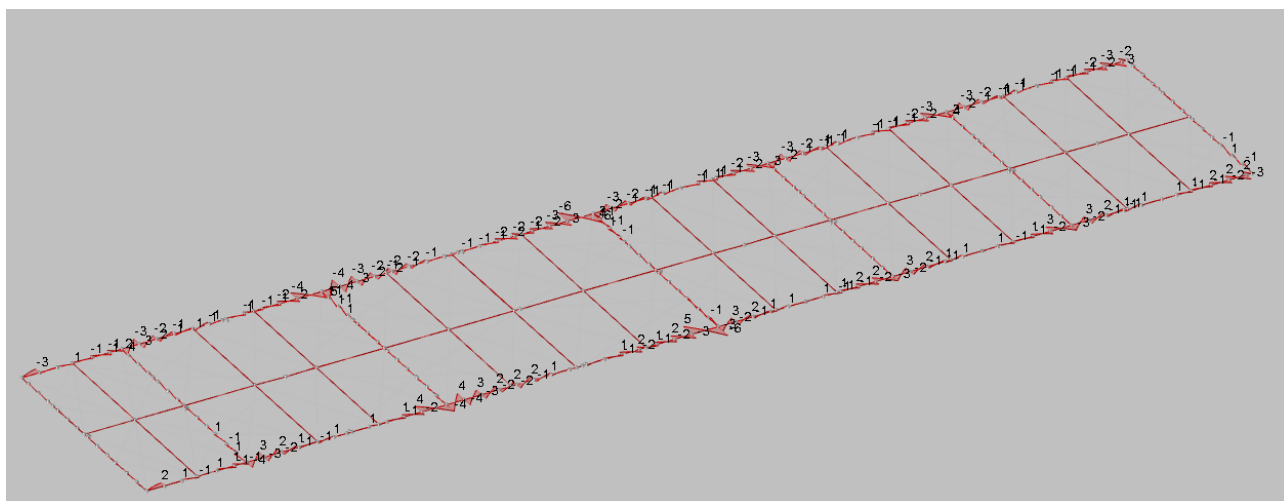


Figura 94 Momento flettente M2 [kNm]

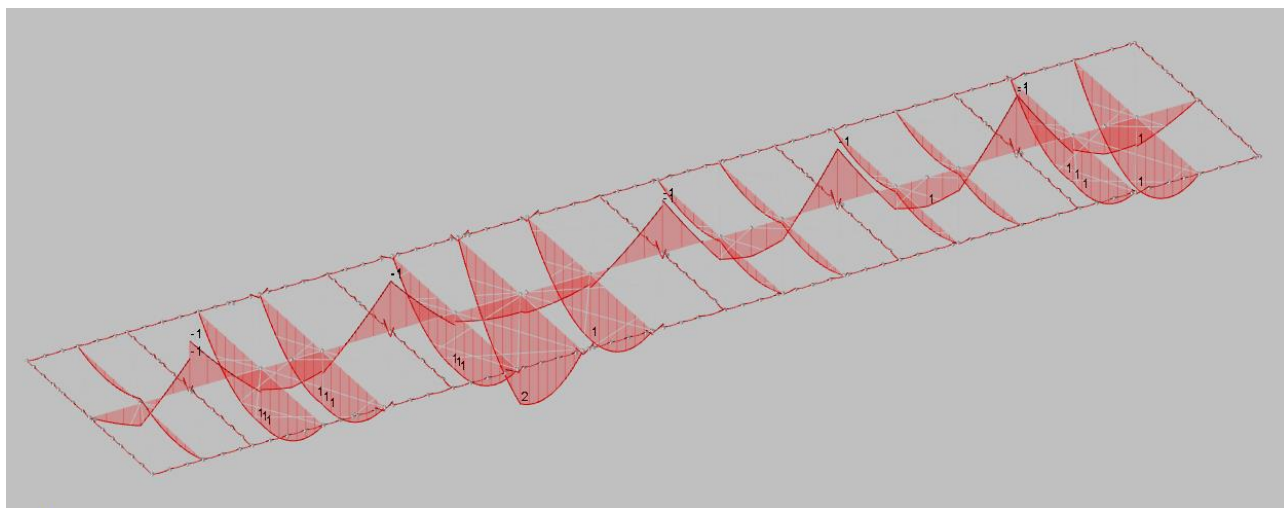


Figura 95 Momento flettente M3 [kNm]

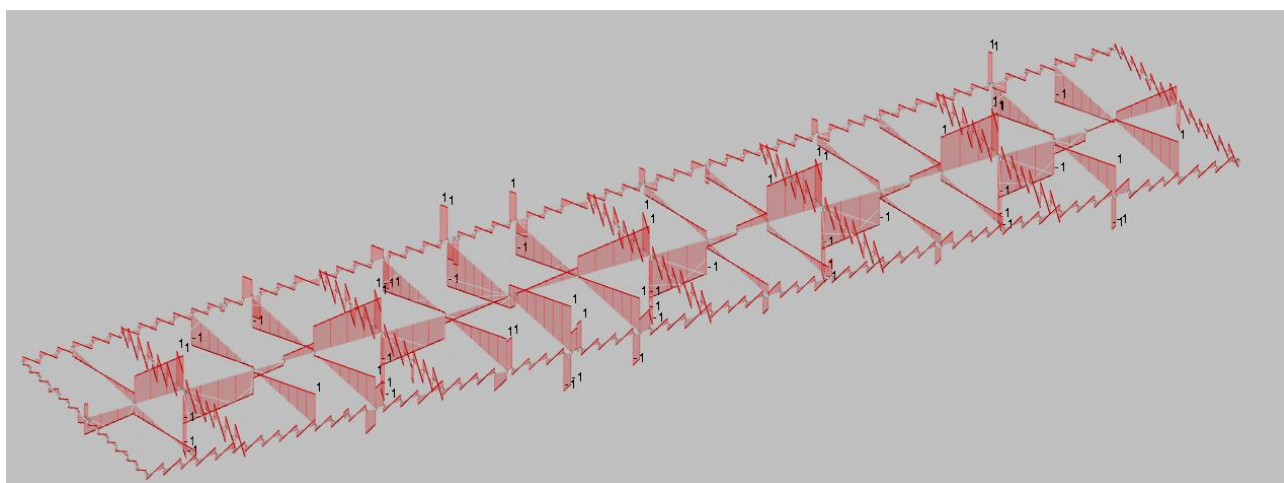


Figura 96 Taglio F2 [kN]

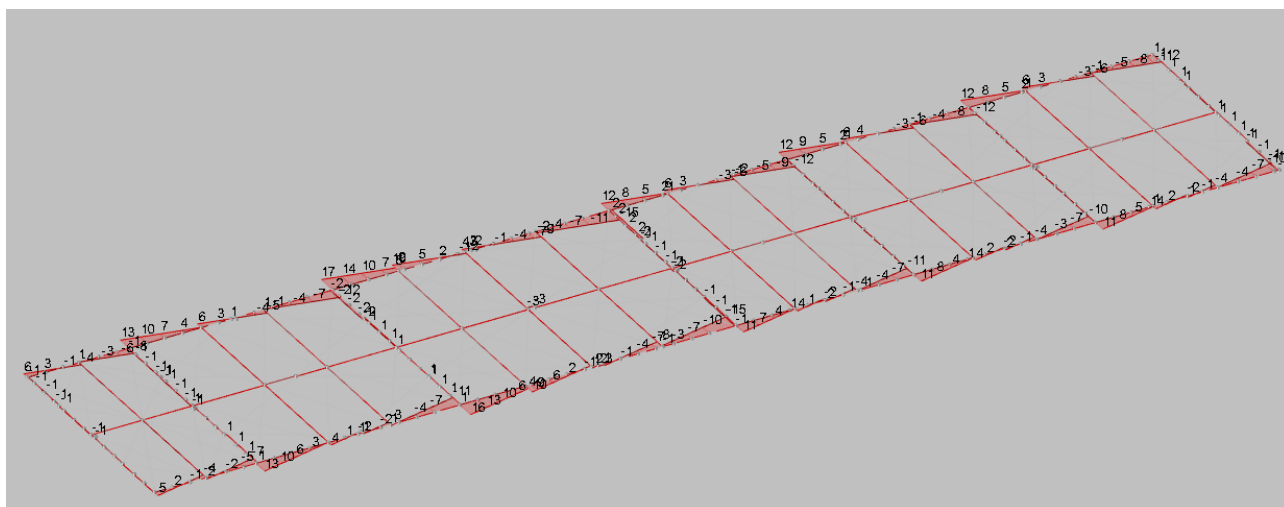


Figura 97 Taglio F3[kN]

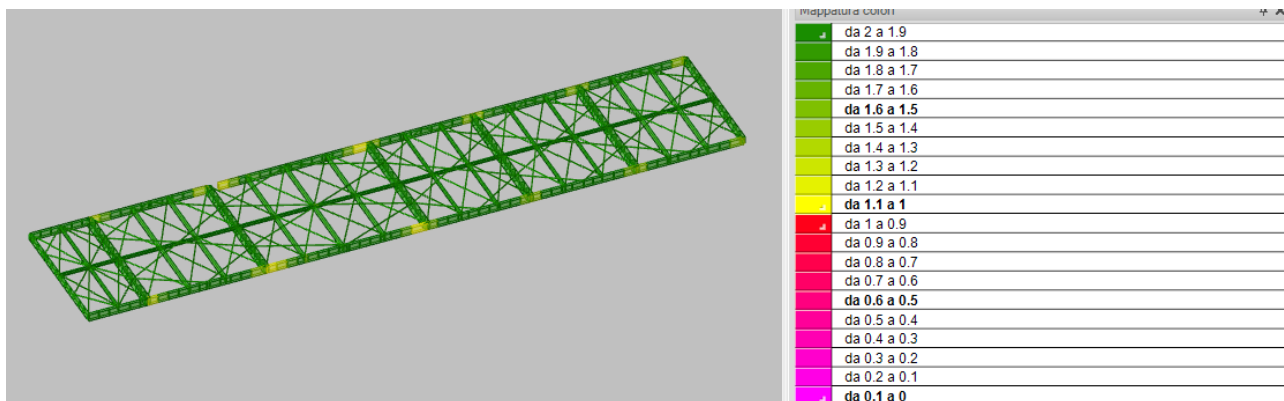


Figura 98 Verifica degli elementi strutturali e tassi di lavoro



VERIFICA CONNESSIONE ROTHOBLAAS DISC FLAT TRAVI PRINCIPALI E SECONDARIE TIPO G

DISCF80 LBS 7x60			
Rvk=	14.69 kN		
Rax, k=	26.1 kN		
kmod=	0.8		
y=	1.5		
Rvd=	7.83 kN		
Rax, d=	13.92 kN		
n° piastre	1		
Rvd (tot)=	7.83 kN		
Rax, d (tot)=	13.92 kN		
Vsd=	1.3 kN		
Nsd=	10 kN		
$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^2 + \frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$		0.68 <=	1

CONNESSIONE DI CONTINUITA' TRAVI 12X16 (TIPO H)

L'azione di trazione massima è di 8 kN.

Si prevede la realizzazione di ancoraggio mediante piastra forata Rothoblaas LBV60240 fissata con chiodi LBA4100.

Si procede alla verifica del numero di chiodi richiesto.

LBA 4x100	connessione H
Nsd=	8 kN
Vk(VGZ5.6140)=	2.99 kN
kmod=	0.8
y=	1.5
Vd(VGZ7140)=	1.6 kN
n°=	5.0

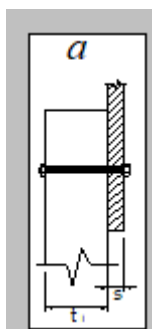
Si procede con la verifica di resistenza al tranciamento della piastra.

LBV60240		
Raxk=	26.7 kN	
kmod=	0.8	
y=	1.5	
Raxd=	14.2 kN	



CONNESSIONE CENTRALE CAVI / TRAVI IN LEGNO

Si procede con la verifica della connessione realizzata con bulloni una piastra acciaio. La verifica viene condotta con riferimento ai meccanismi resistenti definiti in Eurocodice 5 per le unioni bullonate legno-acciaio a singola sezione resistente.



Tipo Legno	EN GL24 - DIN B511
Spessore t_1 (mm)	240
Spessore s acciaio (mm)	4
Spessore t_2 (mm) (solo doppia)	
Diametro bullone (mm)	12
Diametro rondella (mm)	30
Angolo fra azione e direz. Fibratura	90
Resist. a traz. acciaio f_u (N/mm ²)	800
Classe di durata del carico	Istantaneo
Classe di servizio	1
Combinazione di carico	Sismica dissipativa

Valore resistente di progetto a taglio per singolo elemento di collegamento e per singola sezione resistente

Taglio Resistente di progetto (N) **11601.1**

Modo di rottura **modo b**

NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di bulloni

Connesioni legno acciaio a singola sezione		
M12		
Vrd=	11.6 kN	
Vsd=	8 kN	
n°bulloni	1	

Le diagonali di acciaio saranno realizzate con barre M16 filettate alle estremità da connettere mediante ganci tipo Rothoblaas ZVB16. Si procede alla verifica a rifollamento della piastra inferiore di attacco dei cavi.



Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 16 f_{yb} : 640 f_{ub} : 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area: 157.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 60.29 kN
Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 90.43 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 10 $F_{t,Sd}$: 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.166 + 0 = 0.166$$

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u : 430 N/mm²

spessore t: 3 mm
diametro foro d_o : 18 mm
distanze bordo e_1 : 54 e_2 : 27
passo p_1 : 67.5 p_2 : 54

α : 1

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 41.28 kN

Osservazioni

CONNESSIONE TRAVI DI BORDO ALLA MURATURA (TIPO I)

Si procede al calcolo del taglio per metro lineare che sollecita le travi di bordo in legno.

Il taglio complessivo sulle pareti corte del diaframma è pari a

R= 185 kN

La lunghezza delle pareti è L=6 m, il taglio per metro lineare è R[ml]= 30.8 kN/ml.

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti				
L=	300	mm		
d=	22	mm		
f_m =	3.45	Mpa		
y=	2			
FC=	1.2			
f_d =	0.72	Mpa		
V_{rd} =	4.74	kN		
n° connessioni=	6.5	a ml		
passo	0.15			

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre $\phi 16$ mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 150 mm.

Il taglio complessivo sulle pareti lunghe del diaframma è pari a





R= 80 kN

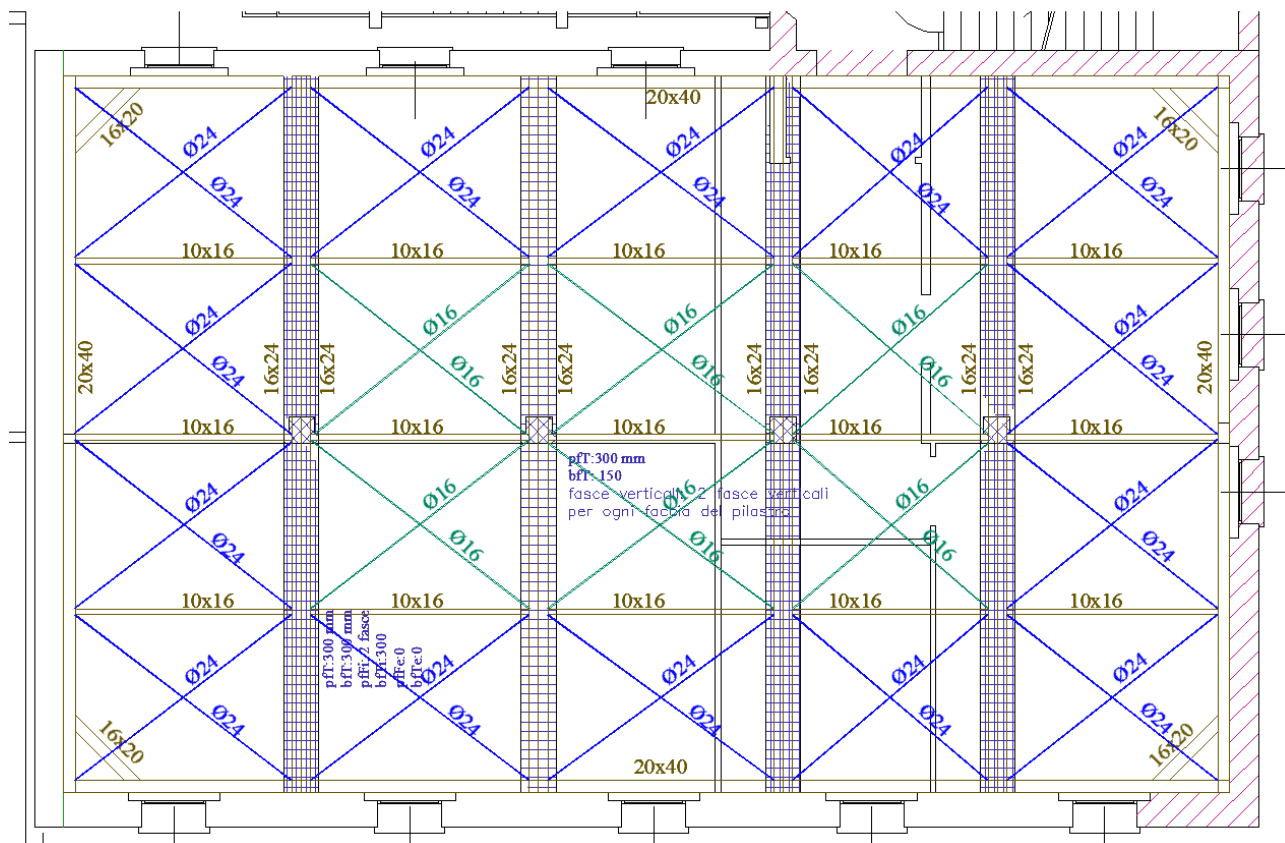
La lunghezza delle pareti è L=6 m, il taglio per metro lineare è R[ml]= 13.3 kN/ml.

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti					
L=	300	mm			
d=	22	mm			
f _m =	3.45	Mpa			
y=	2				
FC=	1.2				
f _d =	0.72	Mpa			
V _{rd} =	4.74	kN			
n° connessioni=	2.8	a ml			
passo	0.36				

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre $\phi 16$ mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 350 mm.

VERIFICA DIAFRAMMA CORPO C destra sottotetto

Si prevede la realizzazione di una reticolare di piano mediante telaio di travi in legno e diagonali costituite da barre rigide in acciaio $\phi 16$ e $\phi 24$.

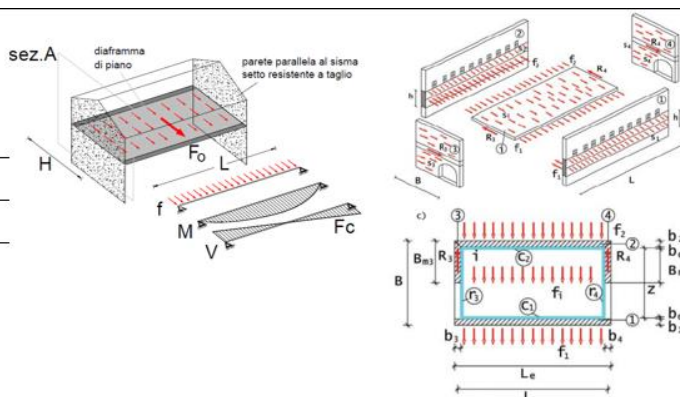




Si riporta il calcolo dell'azione sismica di piano di progetto per il diaframma.

Dimensioni Geometriche Pareti

	$L_e =$	20.00	m
	$B =$	12.20	m
	$B_{m3} =$	8.00	m
	$B_{m4} =$	8.00	m
Correnti	$s_1 =$	0.45	m
	$s_2 =$	0.45	m
Reagenti	$s_3 =$	0.45	m
	$s_4 =$	0.45	m
	$h_{up} =$	0.76	m
	$h_{bot} =$	1.60	m
	$L =$	19.55	m



Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

Peso Specifico Muratura Portante $\gamma_m =$ 18.00 kN/m³

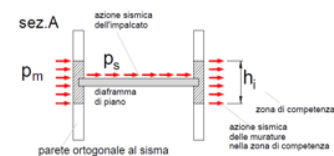
Peso Proprio Solaio: $G_{k1}+G_{k2}$ 5.70 kN/m²
Peso Accidentale: Q_k 0.50 kN/m²
Carico Totale Caratteristico 6.20 kN/m²
 ψ (Sismico) 0.30

Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima	a_g PGA =	0.128	g
Fattore di Struttura	$q_0 =$	2.00	
Categoria Sottosuolo	$S=SS*ST =$	1.39	
Quota impalcato Interessato	$z_i =$	15.80	m
Altezza totale edificio	$H_{tot} =$	16.50	m
	$T_a/T_1 =$	0.02	
	$\psi(Z) =$	0.96	
	$S_a =$	0.44	g

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

$W_a = h_{up} \cdot L \cdot s_1 \cdot \gamma_m$	W_a	120.3	kN
$W_{a1} = s_1 \cdot \gamma_m$	W_{a1}	8.1	kN/m ²
$s_{a1} = (S_a/q_0) \cdot W_{a1}$	S_{a1}	1.8	kN/m ²
$W_{a2} = s_2 \cdot \gamma_m$	W_{a2}	8.1	kN/m ²
$s_{a2} = (S_a/q_0) \cdot W_{a2}$	S_{a2}	1.8	kN/m ²
$G_i + 0.3 \cdot Q_i$	W_i	5.9	kN/m ²
$s_i = (S_i/q_0) \cdot W_i$	S_i	1.30	kN/m ²



Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1

$$f_{k1} = 4.25 \text{ KN/m}$$

$$f_{k1} = s_{k1} \cdot h$$

Azioni sismiche su striscia Mur. K2

$$f_{k2} = 4.25 \text{ KN/m}$$

$$f_{k2} = s_{k2} \cdot h$$

Azioni sismiche su Impalcato

$$f_i = 15.85 \text{ KN/m}$$

$$f_i = s_i \cdot B$$

Forza Totale Agente su impalcato

$$f = 24.35 \text{ KN/m}$$

Si riportano le sollecitazioni di progetto degli elementi costitutivi il diaframma di piano in involucro SLU Statico e in combinazione Sismica.

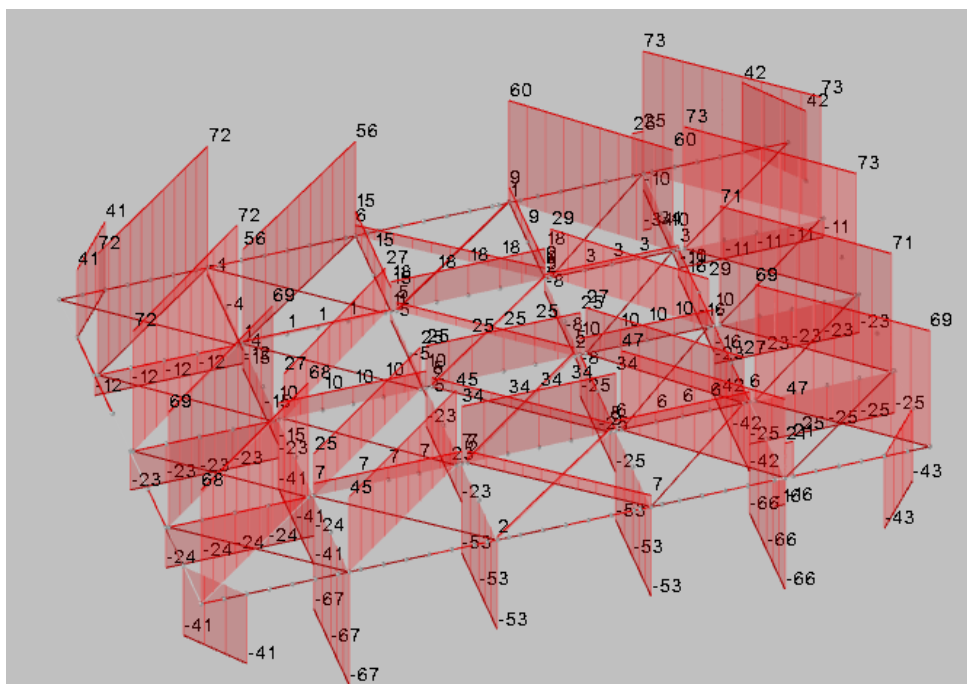


Figura 99 Sforzo normale [kN]

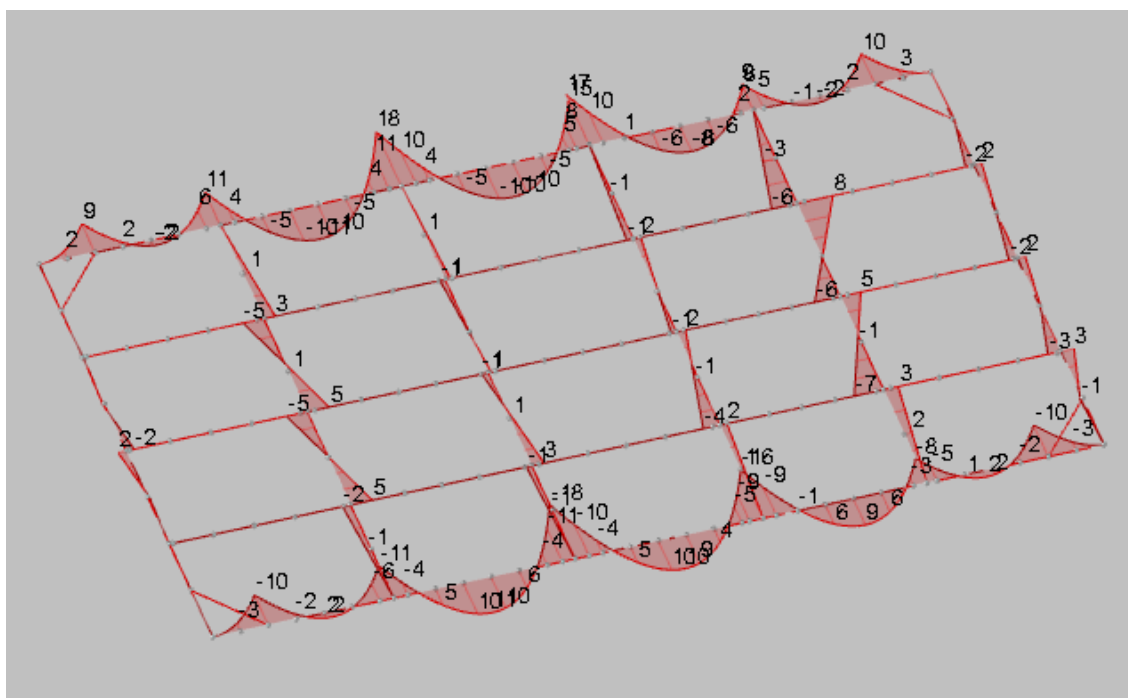


Figura 100 Momento flettente M2 [kNm]

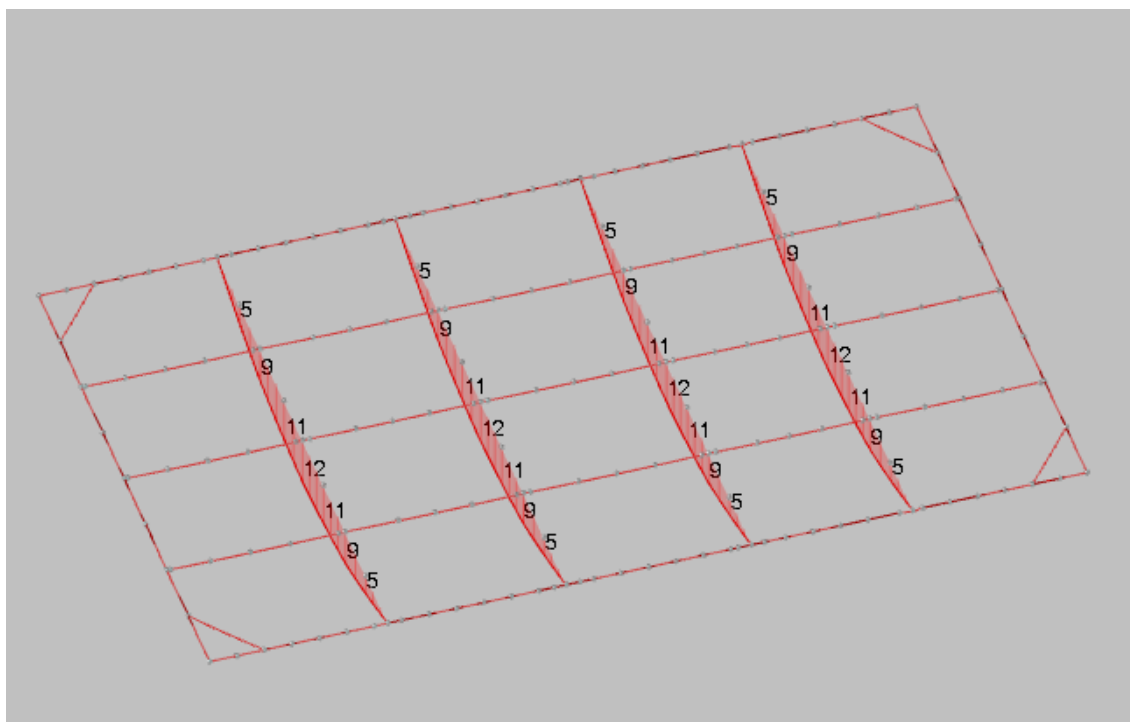


Figura 101 Momento flettente M_3 [kNm]

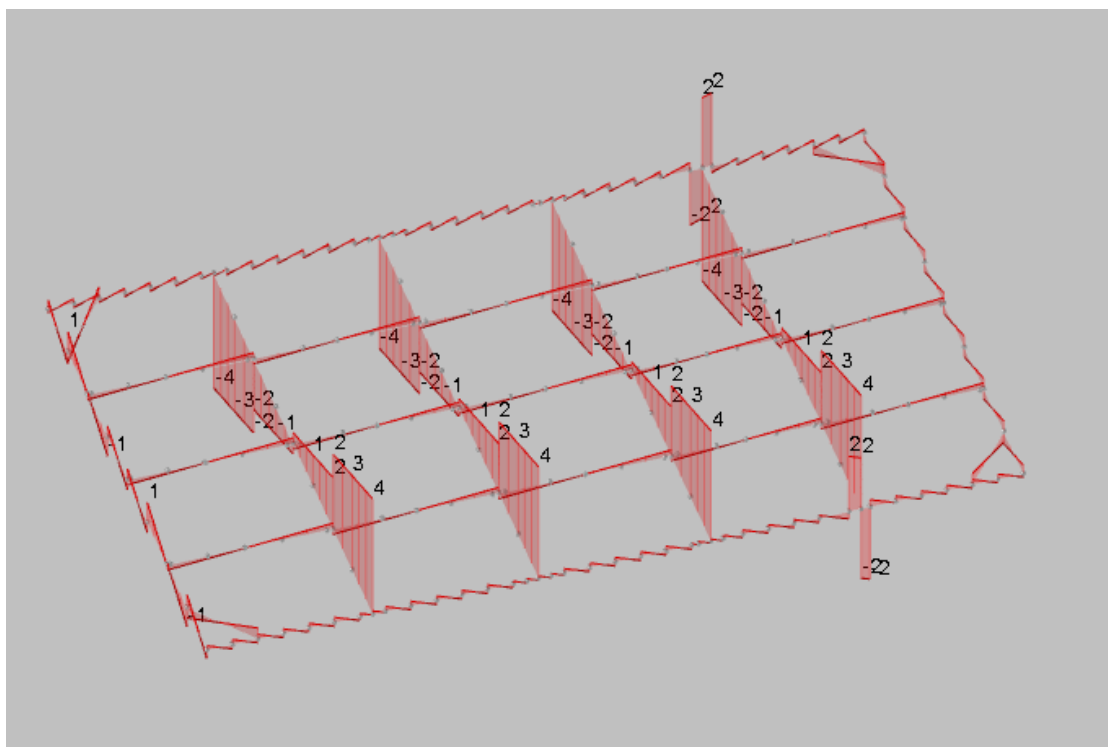


Figura 102 Taglio F_2 [kN]

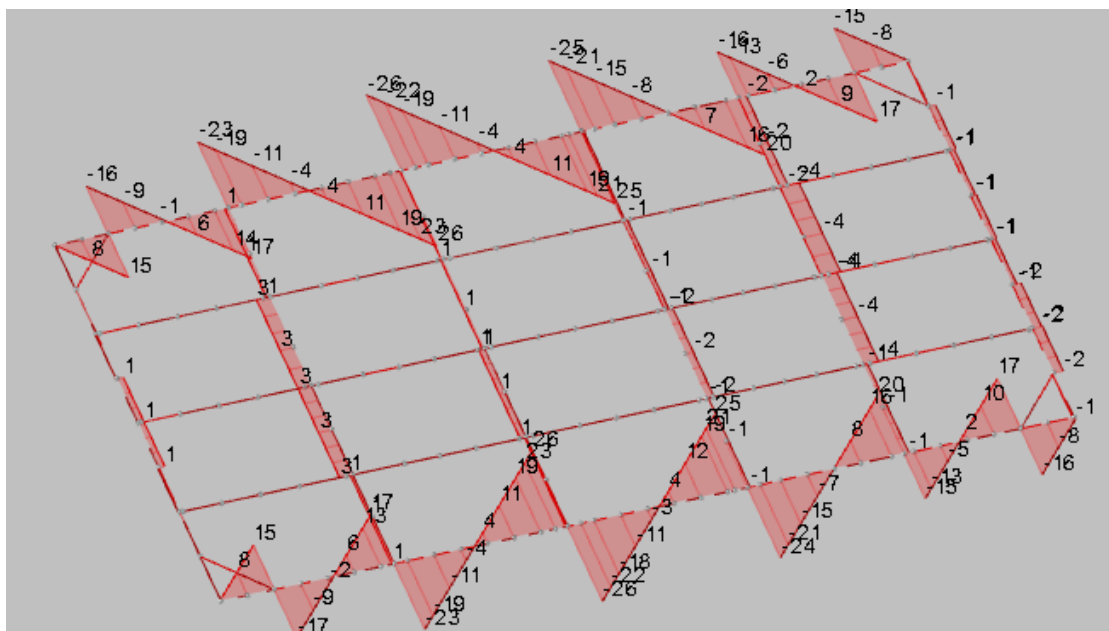


Figura 103 Taglio F3[kN]

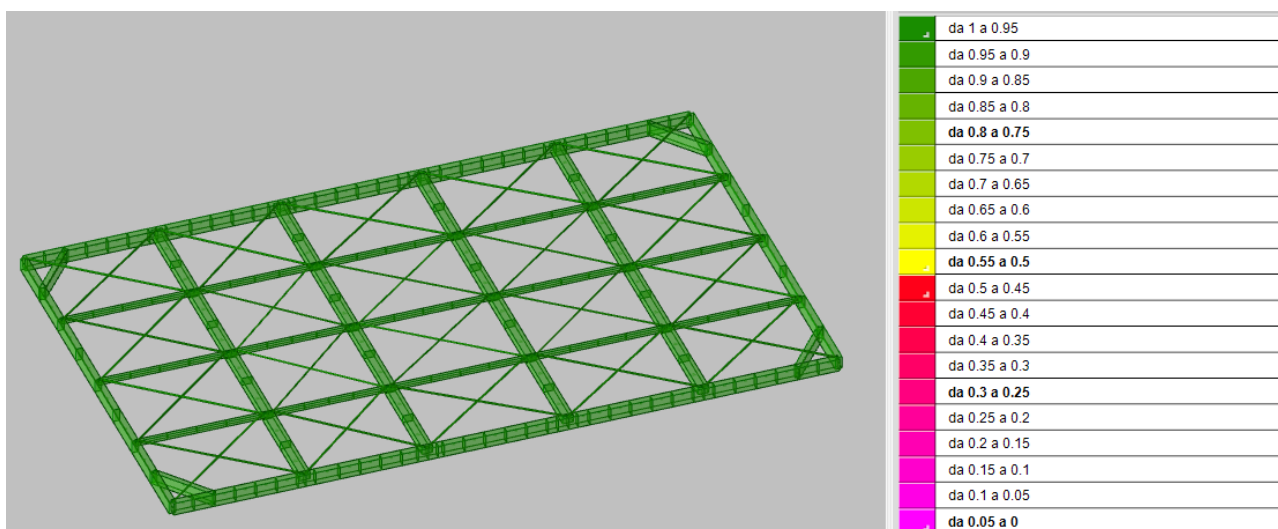
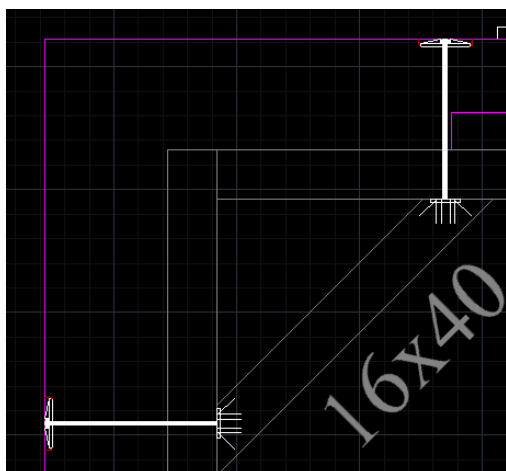


Figura 104 Verifica degli elementi strutturali e tassi di lavoro

VERIFICA CONNESSIONE ROTHOBLAAS DISC FLAT PUNTONI DIAGONALI 16x40 (TIPO B)

Nsdmax= 50 kN



L'ancoraggio prevede l'inserimento di due piastre a scomparsa tipo Rothoblaas DIS FLAT DISCF120 con viti LBS $\phi 7 \times 80$.

L'azione assiale max viene ripartita in due componenti, una di taglio e una di trazione parallela alla connessione essendo il puntone inclinato di 45° .

$$V_{sdmax} = 50 \text{ kN} \times \cos 45 = 26.3 \text{ kN}$$

$$N_{sdmax} = 50 \times \sin 45 = 26.3 \text{ kN}$$

RESISTENZE LATO TRAVE SECONDARIA

connettore	viti $\phi \times L$ [mm]	$b_{J,min} \times h_{J,min}$ [mm]	$R_{v,screws,k} = R_{lat,screws,k}$ [kN]		$R_{ax,screws,k}$ [kN]	
			GL24h ⁽¹⁾	LVL ⁽²⁾	GL24h ⁽¹⁾	LVL ⁽²⁾
DISCF55	LBS $\phi 5 \times 50$	100 x 100	9,60	8,03	17,01	11,64
	LBS $\phi 5 \times 60$	110 x 110	11,83	9,89	20,96	14,34
	LBS $\phi 5 \times 70$	130 x 130	14,06	11,76	24,91	17,04
DISCF80	LBS $\phi 7 \times 60$	120 x 120	14,69	12,28	26,10	17,91
	LBS $\phi 7 \times 80$	150 x 150	20,94	17,51	37,16	25,47
	LBS $\phi 7 \times 100$	180 x 180	27,19	22,73	48,22	33,03
DISCF120	LBS $\phi 7 \times 80$	160 x 160	41,88	48,15	70,66	81,24
	LBS $\phi 7 \times 100$	190 x 190	54,38	62,52	91,72	105,46

I valori di resistenza di progetto vengono definiti sulla base della seguente formula (Eurocodice 5)

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_M}$$

La verifica a sollecitazione combinata viene effettuata secondo la seguente formula

$$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}} \right)^2 + \frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$$



Rvk=	41.88	kN	
Rax, k=	70.66	kN	
kmod=	0.8		
y=	1.5		
Rvd=	22.34	kN	
Rax, d=	37.69	kN	
n° piastre	2		
Rvd (tot)=	44.67	kN	
Rax, d (tot)=	75.37	kN	
Vsd=	26.3	kN	
Nsd=	26.3	kN	
$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^2 + \frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$	0.71	<=	1

La verifica lato muratura viene effettuata con riferimento al meccanismo di compressione della contropiastre esterna.

Formulazione adottata:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = f_d \cdot A_z \\ T_2 = f_v \cdot [2 \cdot (b + t \cdot \tan \beta) + 2 \cdot (a + t \cdot \tan \beta)] \cdot t \\ T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{A_2/A_1} \end{array} \right\} \rightarrow T = \min\{T_1, T_2, T_3\}$$

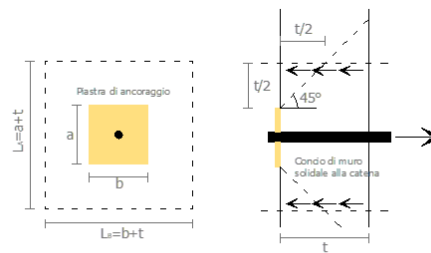


Fig. 1 - Schema di riferimento per il meccanismo di punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio del tirante

Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	30.0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	15.0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	45.0
Angolo di attrito della muratura β [°]	45.0
Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A ₁ [cm ²]	450.0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0.8
Area di ripartizione delle azioni di compressione A ₂ [cm ²]	524.6
$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1.1
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T ₂ [%]	0.0%
Fattore di confidenza F _C	1.20
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ _M	2.00
Fattore di confidenza F _C	1.20
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ _M	2.00
Resistenza di calcolo dei tiranti f _{d,s} [N/mm ²]	275.00
Resistenza media a compressione della muratura f _m [N/cm ²]	345.00
Resistenza media a taglio della muratura τ ₀ [N/cm ²]	90.00
Tensione di calcolo a compressione della muratura f _{d,M} [N/cm ²]	143.75
Resistenza di calcolo a taglio della muratura f _{vd,M} [N/cm ²]	37.50
Resistenza dei tiranti allo sneravamento T ₁ [kN]	550.0
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T ₂ [kN]	202.5
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T ₃ [kN]	69.8
Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	69.8



VERIFICA CONNESSIONE ROTHOBLAAS DISC FLAT TRAVI PRINCIPALI E SECONDARIE ATTACCO ALLE TRAVI DI BORDO TIPO C

Nsd= 15 kN

Vsd= 5 kN

DISCF80 LBS 7x100		
Rvk=	27.19 kN	
Rax, k=	48.22 kN	
kmod=	0.8	
y=	1.5	
Rvd=	14.50 kN	
Rax, d=	25.72 kN	
n° piastre	1	
Rvd (tot)=	14.50 kN	
Rax, d (tot)=	25.72 kN	
Vsd=	5 kN	
Nsd=	15 kN	
$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^2 + \frac{F_{vd}}{R_{vd}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$	0.68 <=	1

L'ancoraggio a parete viene realizzata mediante barra filettata passante M16 ancorata con piastra sotto intonaco 15 x 15 cm da 6 mm di spessore nervata.

Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	15.0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	15.0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	45.0
Angolo di attrito della muratura β [°]	45.0
Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	225.0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0.8
Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	275.6
$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1.1
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	0.0%

Fattore di confidenza F_C	1.20
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2.00
Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	275.00
Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	345.00
Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	90.00
Tensione di calcolo a compresione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	143.75
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{vd,M}$ [N/cm ²]	37.50
Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	550.0
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	202.5
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	35.8
Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	35.8



CONNESSIONE D'ANGOLO ATTACCO CAVO $\Phi 24$ (TIPO A)

Azione di trazione massima

Nsd= 75 kN inclinata di 45°

Azioni di taglio (proiezioni sulle direzioni perpendicolari principali)

Vsd1= $75 \cos(45^\circ) = 63.8$ kN

Vsd2= $75 \sin(45^\circ) = 63.8$ kN

Connessione passante alla muratura, con contropiastra esterna sottointonaco, costituita da 5 + 5 M16 in foro M22 iniettato con malta fluida.

La verifica di resistenza a taglio viene condotta con riferimento al meccanismo di schiacciamento della muratura

Connessione alla muratura : verifica a taglio			
L=	400	mm	
d=	22	mm	
f _m =	3.45	Mpa	
y=	2		
FC=	1.2		
f _d =	1.44	Mpa	
V _{rd} =	12.65	kN	
n° connessioni=	5.0		

La connessione cavo piastra in acciaio viene realizzata mediante connettore tipo Rothoblaas ZVB M24, si procede con la verifica a rifollamento della piastra in acciaio.



Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 24 f_{yb} : 640 f_{ub} : 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area: 353.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 135.6 kN
Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 203.3 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 75 $F_{t,Sd}$: 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.553 + 0 = 0.553$ OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u : 430 N/mm²

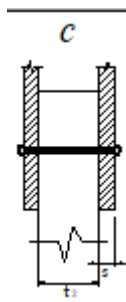
spessore t: 10 mm
diametro foro d_o : 26 mm
distanze bordo e_1 : 78 e_2 : 39
passo p_1 : 97.5 p_2 : 78

α : 1

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 206.4 kN Osservazioni

CONNESSIONE CENTRALE CAVI $\Phi 24$ /TRAVI IN LEGNO

Si procede con la verifica della connessione realizzata con bulloni e due contropiastre in acciaio. La verifica viene condotta con riferimento ai meccanismi resistenti definiti in Eurocodice 5 per le unioni bullonate legno-acciaio con doppia sezione resistente.





Tipo Legno	EN GL24 - DIN BS11
Spessore t_1 (mm)	
Spessore s acciaio (mm)	6
Spessore t_2 (mm) (solo doppia)	240
Diametro bullone (mm)	12
Diametro rondella (mm)	
Angolo fra azione e direz. Fibratura	90
Resist. a traz. acciaio f_u (N/mm ²)	800
Classe di durata del carico	Istantaneo
Classe di servizio	1
Combinazione di carico	Sismica dissipativa

Valore resistente di progetto a taglio per singolo elemento di collegamento e per singola sezione resistente

Taglio Resistente di progetto (N) **12848.2**

Modo di rottura **modo k**

NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di bulloni

Connesioni legno acciaio a doppia sezione

M12		
Vrd=	12.8	kN
Vsd=	75	kN
n°bulloni	6	

Le diagonali di acciaio saranno realizzate con barre M24 filettate alle estremità da connette mediante ganci tipo Rothoblaas ZVB24. Si procede alla verifica a rifollamento della piastra inferiore di attacco dei cavi.



Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone diametro d f_{yb} f_{ub} N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ $F_{t,Sd}$ kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.553 + 0 = 0.553$

Rifollamento

Acciaio f_u N/mm²

spessore t mm

diametro foro d_o mm

distanze bordo e_1 e_2

passo p_1 p_2

α

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ kN

CONNESSIONE TRAVI 16X16 ALLE TRAVI DI BORDO (TIPO E)

L'azione sollecitante massima di trazione è $N_{sd} = 20$ kN.

La connessione viene realizzata mediante piastra a scomparsa tipo Rothoblaas



DISCF80 LBS 7x80			
Rvk=	27.19 kN		
Rax, k=	48.22 kN		
kmod=	0.8		
y=	1.5		
Rvd=	14.50 kN		
Rax, d=	25.72 kN		
n° piastre	1		
Rvd (tot)=	14.50 kN		
Rax, d (tot)=	25.72 kN		
Vsd=	0.3 kN		
Nsd=	20 kN		
$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^2 + \frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$	0.63 <=	1	

CONNESSIONE TRAVI 16x16 ALLE TRAVI INTERNE ACCOPPIATE 16x24

L'azione di trazione massima è di 34 kN.

Si prevede la realizzazione di ancoraggio mediante piastra forata Rothoblaas LBV1601200 fissata con chiodi LBA4100.

Si procede alla verifica del numero di chiodi richiesto.

LBA 4x100	connessione E
Nsd=	34 kN
Vk(VGZ5.6140)=	2.99 kN
kmod=	0.8
y=	1.5
Vd(VGZ7140)=	1.6 kN
n°=	21.3

Si procede con la verifica di resistenza al tranciamento della piastra.

LBV1601200	
Raxk=	71.3 kN
kmod=	0.8
y=	1.5
Raxd=	38.0 kN



CONNESSIONE TRAVI DI BORDO ALLA MURATURA (TIPO F)

Si procede al calcolo del taglio per metro lineare che sollecita le travi di bordo in legno.

Il taglio complessivo sulle pareti corte del diaframma è pari a

R= 238 kN

La lunghezza delle pareti è L=12.2 m, il taglio per metro lineare è R[ml]= 19.5 kN/ml.

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti					
L=	300	mm			
d=	22	mm			
f _m =	3.45	Mpa			
y=	2				
FC=	1.2				
f _d =	0.72	Mpa			
V _{rd} =	4.74	kN			
n° connessioni=	4.1	a ml			
passo	0.24				

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre $\phi 16$ mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 200 mm.

Il taglio complessivo sulle pareti lunghe del diaframma è pari a

R= 205 kN

La lunghezza delle pareti è L=19 m, il taglio per metro lineare è R[ml]= 10.8 kN/ml.

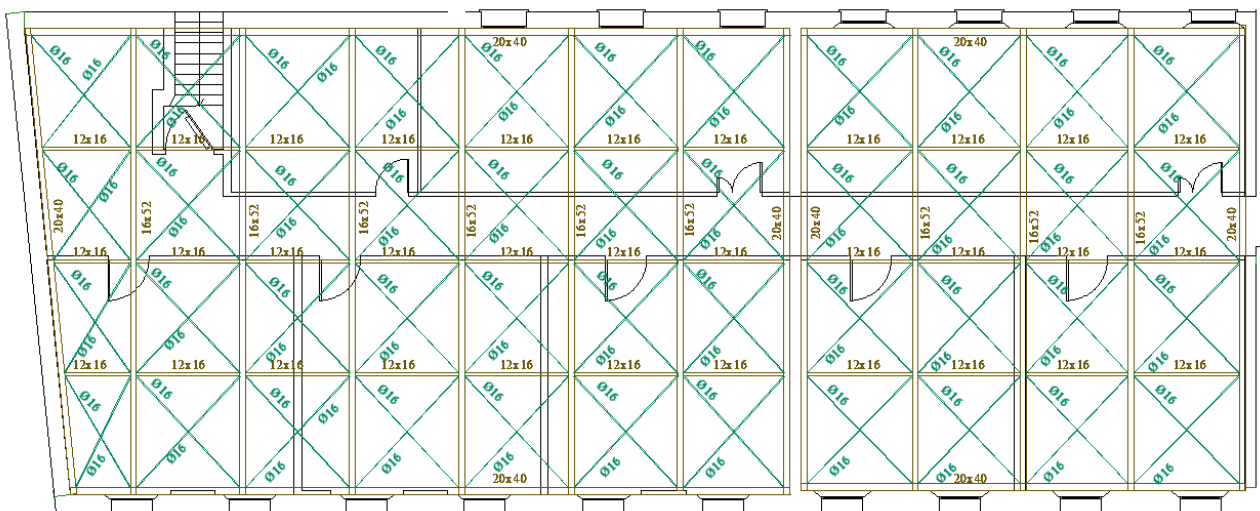
Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti					
L=	300	mm			
d=	22	mm			
f _m =	3.45	Mpa			
y=	2				
FC=	1.2				
f _d =	0.72	Mpa			
V _{rd} =	4.74	kN			
n° connessioni=	2.3	a ml			
passo	0.44				

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre $\phi 16$ mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 400 mm.

VERIFICA DIAFRAMMA CORPO C sinistra sottotetto

Si prevede la realizzazione di una reticolare di piano mediante telaio di travi in legno e diagonali costituite da barre rigide in acciaio $\phi 16$.

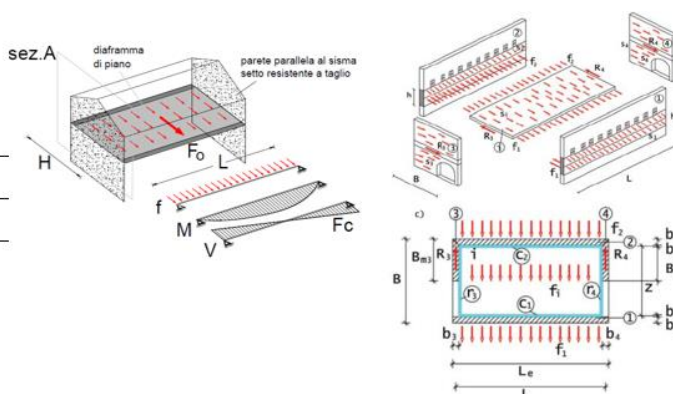




Si riporta il calcolo dell'azione sismica di piano di progetto per il diaframma.

Dimensioni Geometriche Pareti

	Le =	12.30	m
	B =	12.80	m
	Bm3 =	12.00	m
	Bm4 =	12.00	m
Correnti	s1 =	0.45	m
	s2 =	0.45	m
Reagenti	s3 =	0.45	m
	s4 =	0.45	m
	hup =	0.50	m
	hbot =	2.14	m
	L =	11.85	m



Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

Peso Specifico Muratura Portante

$\gamma_m = 18.00$ kN/m³

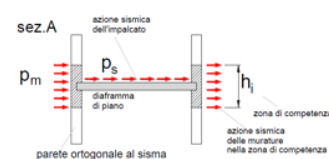
Peso Proprio Solaio: Gk1+Gk2 1.85 kN/m²
 Peso Accidentale: Qk 0.50 kN/m²
 Carico Totale Caratteristico 2.35 kN/m²
 ψ (Sismico) 0.30

Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima	a_g PGA =	0.128	g
Fattore di Struttura	q_0 =	2.00	
Categoria Sottosuolo	S=SS*ST =	1.39	
Quota impalcato interessato	z_i =	13.30	m
Altezza totale edificio	H_{tot} =	16.00	m
	$T_0/T1$ =	0.02	
	$\psi(Z)$ =	0.83	
	S_a =	0.41	g

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_0/T_1)} - 0.5 \right]$$

$W_a = h_{up} \cdot L \cdot S_i \cdot \gamma_m$	W_a	48.0	KN
$W_{k1} = S_i \cdot \gamma_m$	W_{k1}	8.1	kN/m ²
$S_{k1} = (S_a / q_0) \cdot W_{k1}$	S_{k1}	1.7	kN/m ²
$W_{k2} = S_i \cdot \gamma_m$	W_{k2}	8.1	kN/m ²
$S_{k2} = (S_a / q_0) \cdot W_{k2}$	S_{k2}	1.7	kN/m ²
$G_s + 0.3 \cdot Q_s$	W_i	2.0	kN/m ²
$s_i = (S_a / q_0) \cdot W_i$	S_i	0.41	kN/m ²



Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1

$f_{k1} = 4.38$ KN/m

$$f_{k1} = s_{k1} \cdot h$$

Azioni sismiche su striscia Mur. K2

$f_{k2} = 4.38$ KN/m

$$f_{k2} = s_{k2} \cdot h$$

Azioni sismiche su Impalcato

$f_i = 5.25$ KN/m

$$f_i = s_i \cdot B$$

Forza Totale Agente su impalcato

$f = 14.01$ KN/m



S.A.G.I. S.r.l.
 Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
 63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
 Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
 Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 – Folignano -





La forza totale agente sull'impalcato è pari a 14.01 kN.

Si riportano le sollecitazioni di progetto degli elementi costitutivi il diaframma di piano.

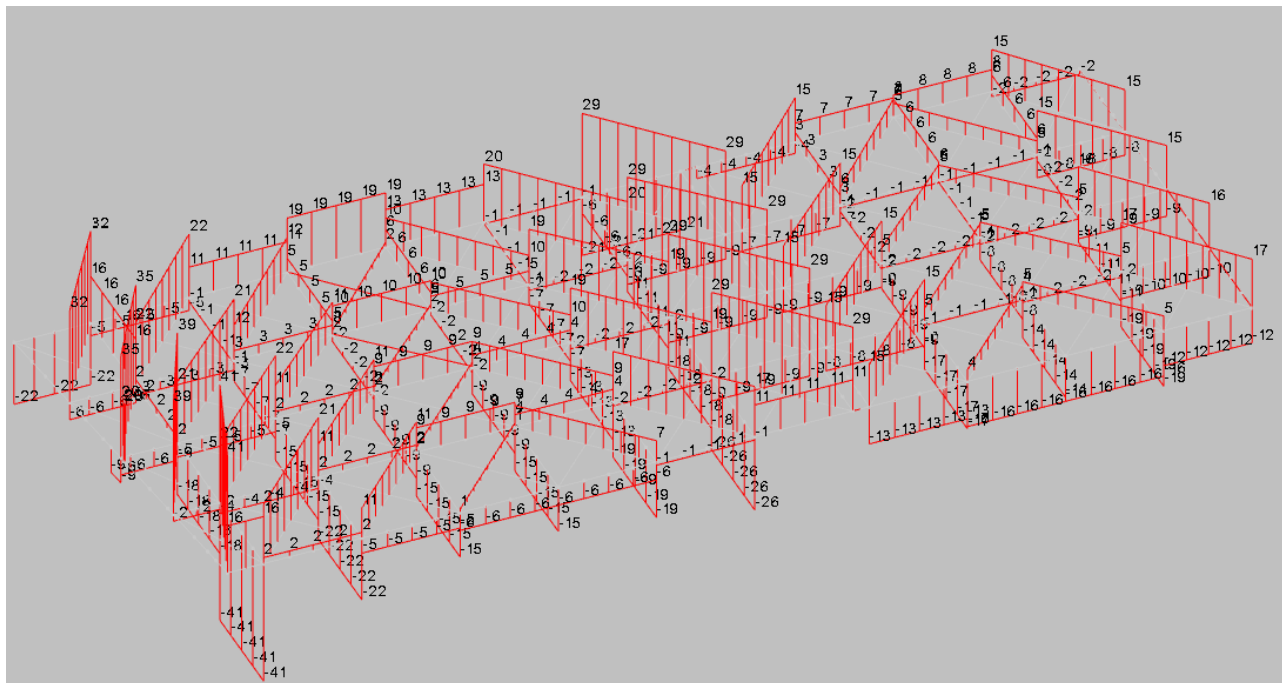


Figura 105 Sforzo normale [kN]

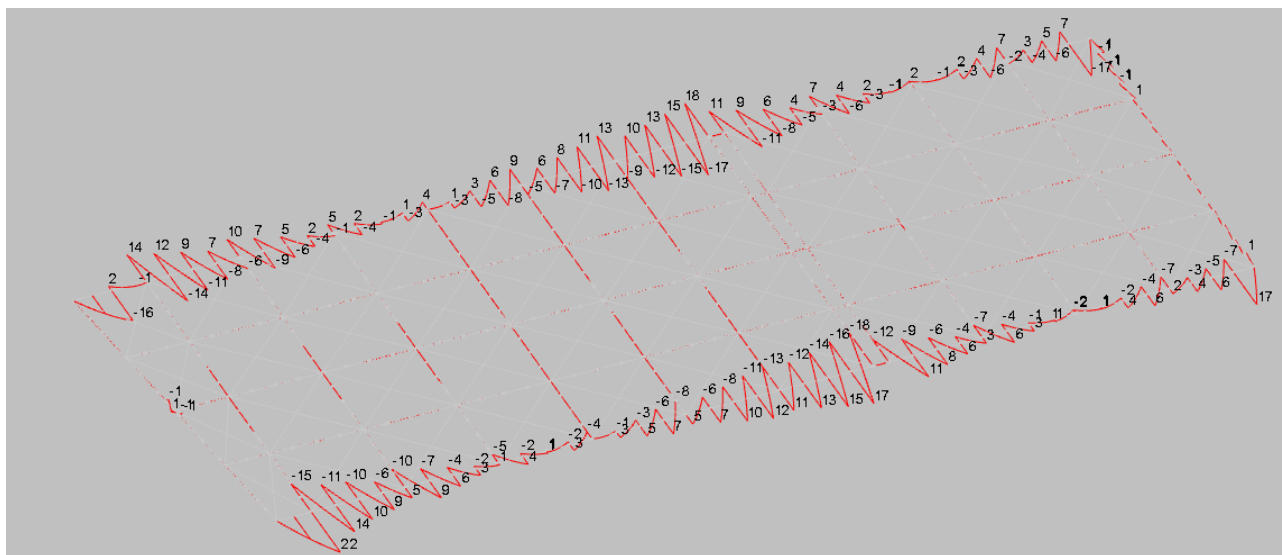


Figura 106 Momento flettente M2 [kNm]

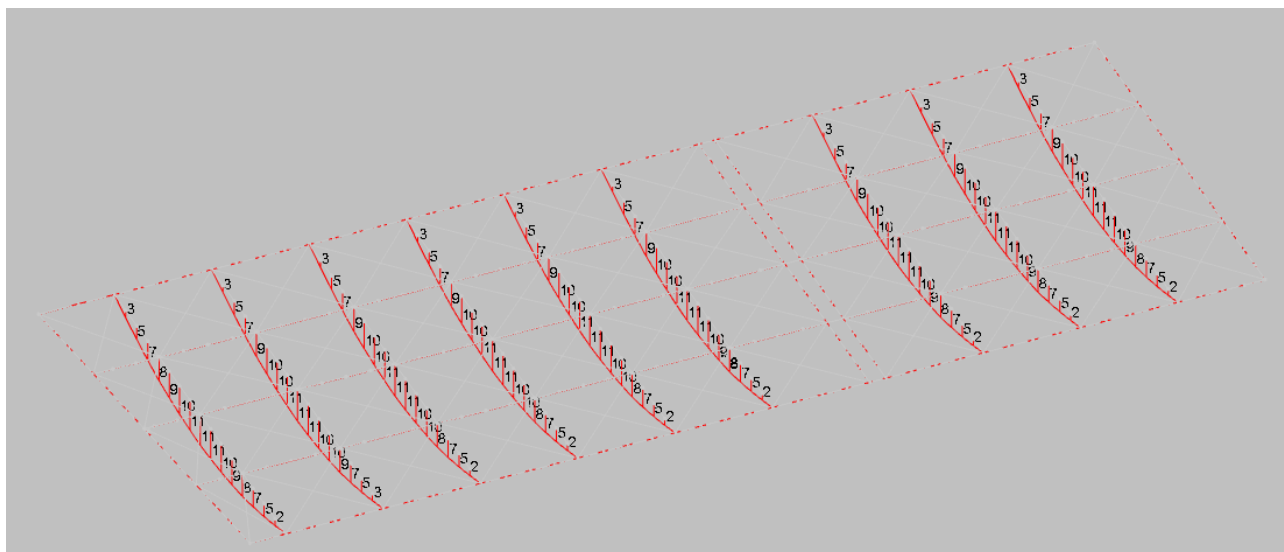


Figura 107 Momento flettente M3 [kNm]

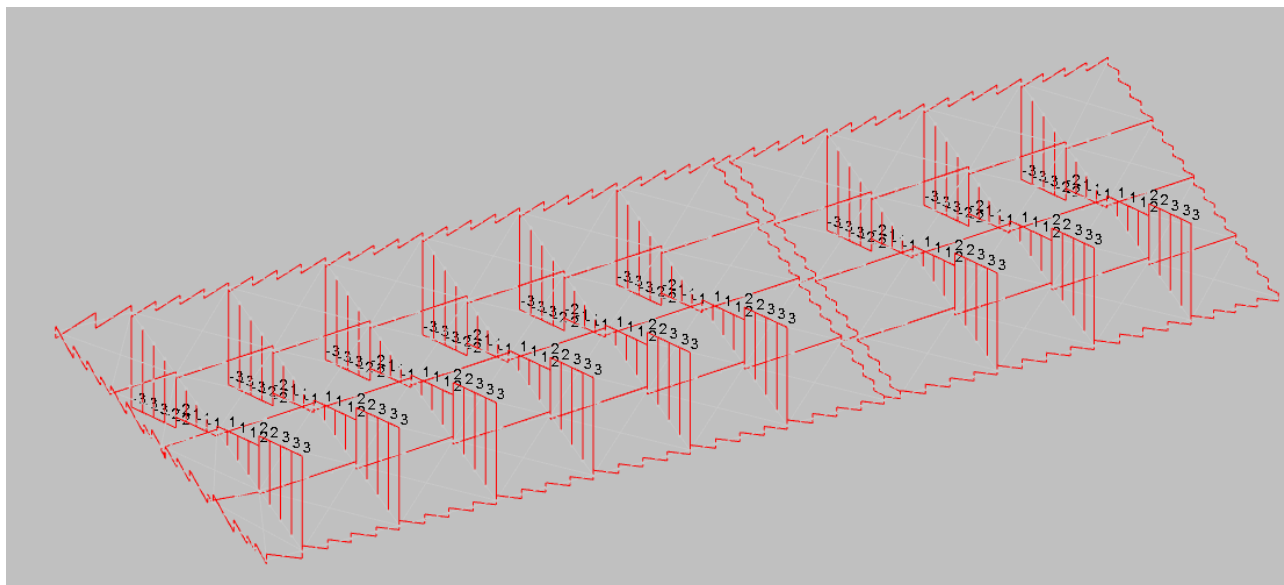


Figura 108 Taglio F2 [kN]

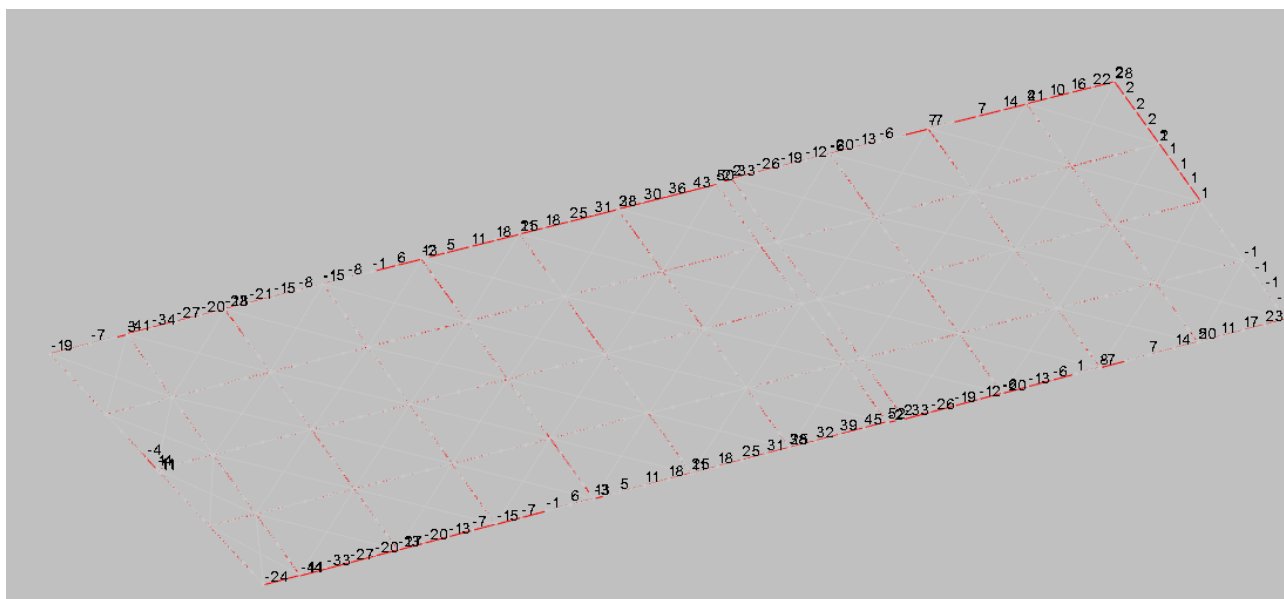


Figura 109 Taglio F3[kN]

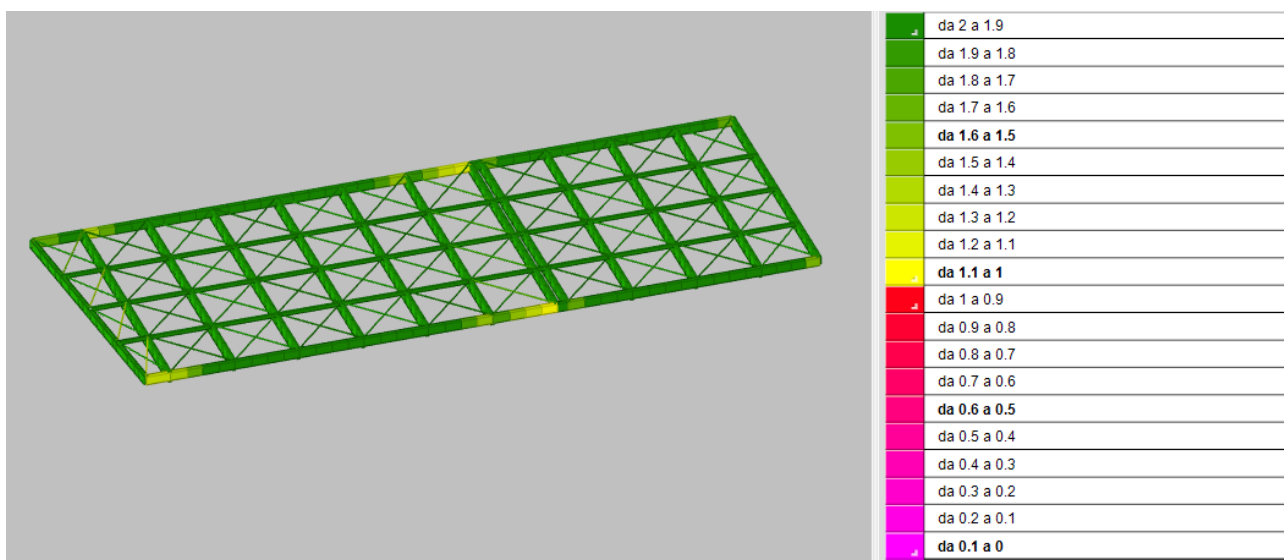


Figura 110 Verifica degli elementi strutturali e tassi di lavoro



VERIFICA CONNESSIONE ROTHOBLAAS DISC FLAT TRAVI PRINCIPALI (TIPO N)

DISCF120 LBS 7x80			
Rvk=	41.88 kN		
Rax, k=	34.8 kN		
kmod=	0.8		
y=	1.5		
Rvd=	22.34 kN		
Rax, d=	18.56 kN		
n° piastre	2		
Rvd (tot)=	44.67 kN		
Rax, d (tot)=	37.12 kN		
Vsd=	4 kN		
Nsd=	20 kN		
$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^2 + \frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$	0.38 <=	1	

CONNESSIONE DI CONTINUITA' TRAVI 12X16 (TIPO H)

L'azione di trazione massima è di 10 kN.

Si prevede la realizzazione di ancoraggio mediante piastra forata Rothoblaas LBV60240 fissata con chiodi LBA4100.

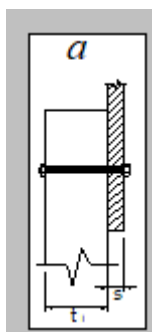
Si procede alla verifica del numero di chiodi richiesto.

Nsd=	10 kN
Vk(VGZ5.6140)=	2.99 kN
kmod=	0.8
y=	1.5
Vd(VGZ7140)=	1.6 kN
n°=	6.3

Si procede con la verifica di resistenza al tranciamento della piastra.

CONNESSIONE CENTRALE CAVI /TRAVI IN LEGNO

Si procede con la verifica della connessione realizzata con bulloni una piastra acciaio. La verifica viene condotta con riferimento ai meccanismi resistenti definiti in Eurocodice 5 per le unioni bullonate legno-acciaio a singola sezione resistente.



Tipo Legno	EN GL24 - DIN BS11
Spessore t_1 (mm)	240
Spessore s acciaio (mm)	4
Spessore t_2 (mm) (solo doppia)	
Diametro bullone (mm)	12
Diametro rondella (mm)	30
Angolo fra azione e direz. Fibratura	90
Resist. a traz. acciaio f_u (N/mm ²)	800
Classe di durata del carico	Istantaneo
Classe di servizio	1
Combinazione di carico	Sismica dissipativa

Valore resistente di progetto a taglio per singolo elemento di collegamento e per singola sezione resistente

Taglio Resistente di progetto (N) **11601.1**

Modo di rottura **modo b**

NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di bulloni

Connesioni legno acciaio a singola sezione

M12		
Vrd=	11.6	kN
Vsd=	41	kN
n°bulloni	4	

Le diagonali di acciaio saranno realizzate con barre M16 filettate alle estremità da connettere mediante ganci tipo Rothoblaas ZVB16. Si procede alla verifica a rifollamento della piastra inferiore di attacco dei cavi.



Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 16 f_{yb} : 640 f_{ub} : 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area: 157.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 60.29 kN
Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 90.43 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 42 $F_{t,Sd}$: 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.697 + 0 = 0.697$$

OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u : 430 N/mm²

spessore t: 8 mm
diametro foro d_o : 18 mm

distanze bordo e_1 : 40 e_2 : 27
passo p_1 : 40 p_2 : 54

α : 0.491

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 54.02 kN

Osservazioni

CONNESSIONE TRAVI DI BORDO ALLA MURATURA

Si procede al calcolo del taglio per metro lineare che sollecita le travi di bordo in legno.

Il taglio complessivo sulle pareti corte del diaframma è pari a

R= 85 kN

La lunghezza delle pareti è L=12 m, il taglio per metro lineare è R[ml]=7.1 kN/ml.



Connessioni di bordo			
lato corto			
R tot=	85 kN		
l=	12 m		
R [ml]=	7.1 kN/ml		

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghis

L=	300 mm		
d=	22 mm		
f _m =	3.45 Mpa		
y=	2		
FC=	1.2		
f _d =	0.72 Mpa		
V _{rd} =	4.74 kN		
n° connessioni=	1.5 a ml		
passo	0.67		

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre $\phi 16$ mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 400 mm.

Il taglio complessivo sulle pareti lunghe del diaframma è pari a

R= 105 kN

La lunghezza delle pareti è L=20 m, il taglio per metro lineare è R[ml]= 5.3 kN/ml.

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti					
L=	300 mm				
d=	22 mm				
f _m =	3.45 Mpa				
y=	2				
FC=	1.2				
f _d =	0.72 Mpa				
V _{rd} =	4.74 kN				
n° connessioni=	1.1 a ml				
passo	0.90				

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre $\phi 16$ mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 500 mm.

VERIFICA DIAFRAMMA CORPO D

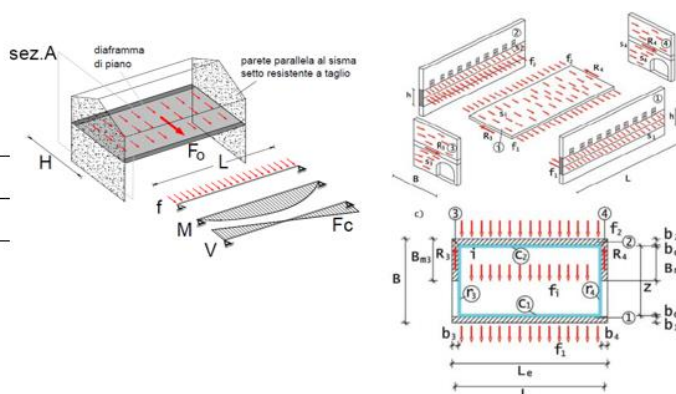
Si prevede la realizzazione di un diaframma di piano mediante barre di acciaio diagonali fissate alle putrelle esistenti.

Si riporta il calcolo dell'azione sismica di piano di progetto per il diaframma.



Dimensioni Geometriche Pareti

	Le =	16.60	m
	B =	9.00	m
	Bm3 =	8.00	m
	Bm4 =	8.00	m
Correnti	s1 =	0.30	m
	s2 =	0.30	m
Reagenti	s3 =	0.30	m
	s4 =	0.30	m
	hup =	1.76	m
	hbot =	2.45	m
	L =	16.30	m



Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

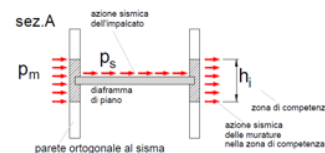
Peso Specifico Muratura Portante $\gamma_m = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Peso Proprio Solaio: Gk1+Gk2 4.78 kN/m^2
 Peso Accidentale: Qk 3.00 kN/m^2
 Carico Totale Caratteristico 7.78 kN/m^2
 $\psi(\text{Sismico})$ 0.30

Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima $a_g \text{ PGA} = 0.128 \text{ g}$
 Fattore di Struttura $q_d = 2.00$
 Categoria Sottosuolo $S=SS*ST = 1.39$
 Quota impalcato Interessato $z = 7.00 \text{ m}$
 Altezza totale edificio $H_{tot} = 13.70 \text{ m}$
 $T_s/T_1 = 0.02$
 $\psi(Z) = 0.51$
 $S_a = 0.32 \text{ g}$

$W_a = h_{up} \cdot L \cdot s_1 \cdot \gamma_m$ $W_a = 154.9 \text{ KN}$
 $W_{k1} = s_1 \cdot \gamma_m$ $W_{k1} = 5.4 \text{ kN/m}^2$
 $s_{k1} = (S_a / g_0) \cdot W_{k1}$ $S_{k1} = 0.9 \text{ kN/m}^2$
 $W_{k2} = s_2 \cdot \gamma_m$ $W_{k2} = 5.4 \text{ kN/m}^2$
 $s_{k2} = (S_a / g_0) \cdot W_{k2}$ $S_{k2} = 0.9 \text{ kN/m}^2$
 $G_i + 0.3 \cdot Q_i$ $W_i = 5.7 \text{ kN/m}^2$
 $s_i = (S_a / g_0) \cdot W_i$ $S_i = 0.92 \text{ kN/m}^2$



Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1

$f_{k1} = 3.67 \text{ KN/m}$

$f_{k1} = s_{k1} \cdot h$

Azioni sismiche su striscia Mur. K2

$f_{k2} = 3.67 \text{ KN/m}$

$f_{k2} = s_{k2} \cdot h$

Azioni sismiche su Impalcato

$f_i = 8.25 \text{ KN/m}$

$f_i = s_i \cdot B$

Forza Totale Agente su impalcato

$f = 15.58 \text{ KN/m}$

La forza totale agente sull'impalcato è pari a 15.6 kN.

Si riportano le sollecitazioni di progetto degli elementi costitutivi il diaframma di piano.

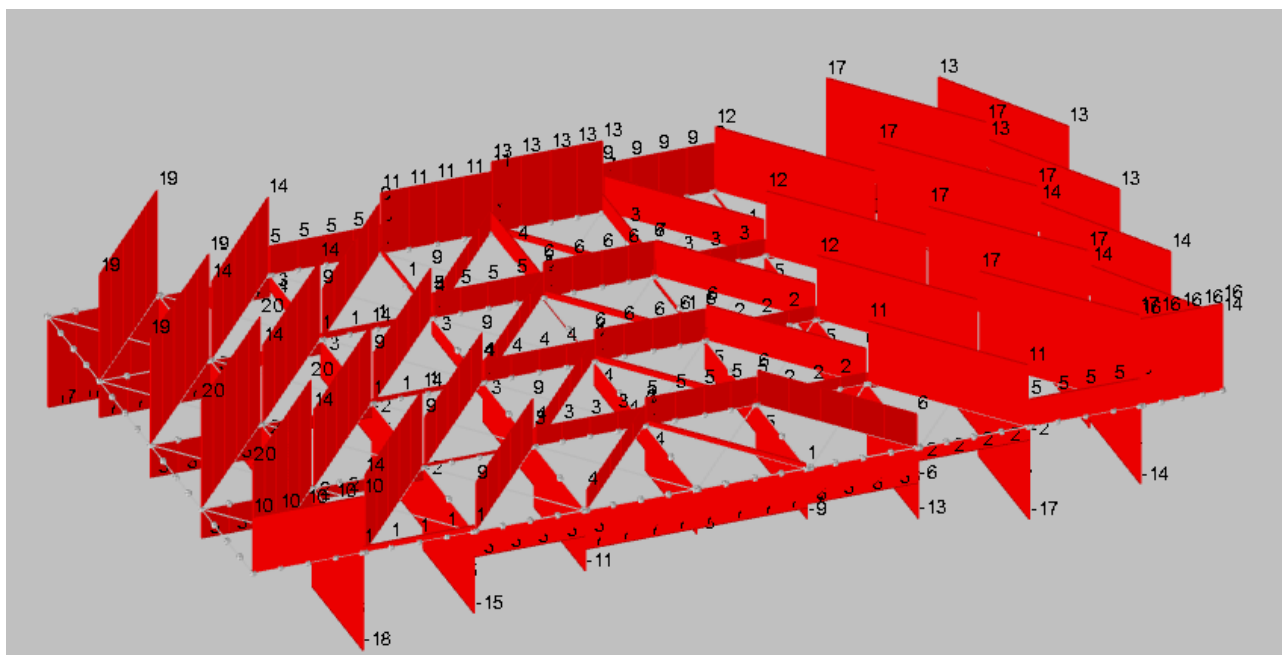


Figura 111 Sforzo normale [kN]

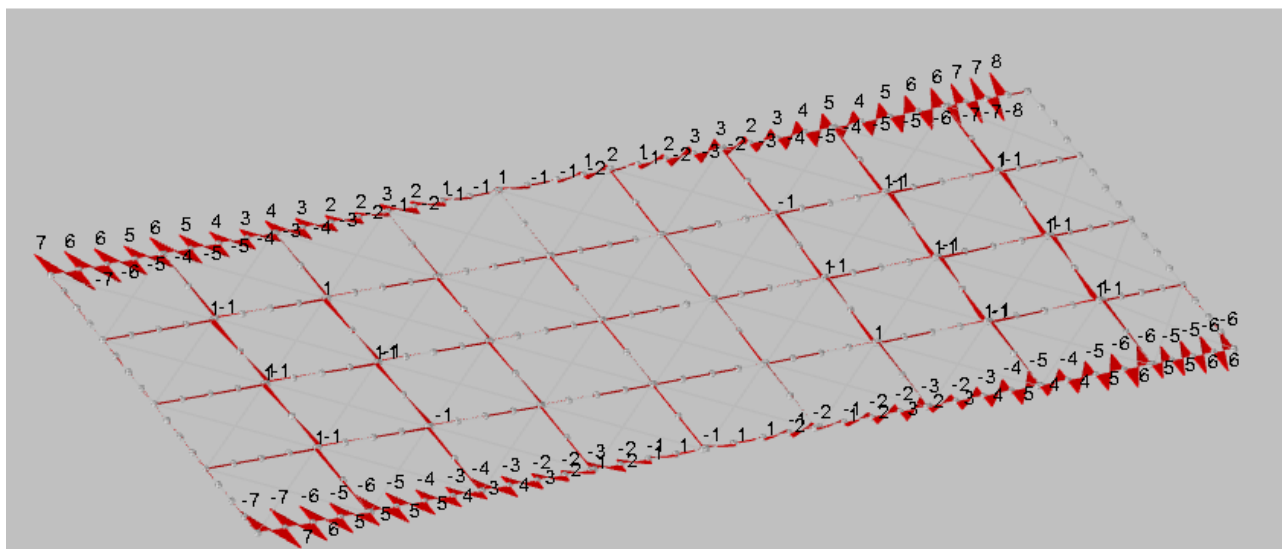


Figura 112 Momento flettente M2 [kNm]

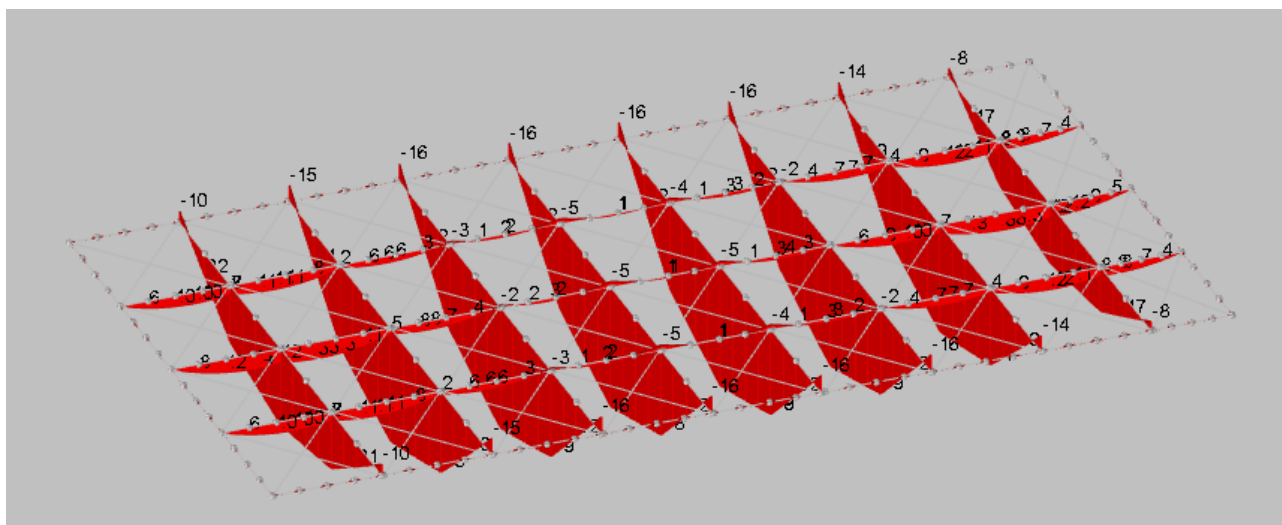


Figura 113 Momento flettente M3 [kNm]

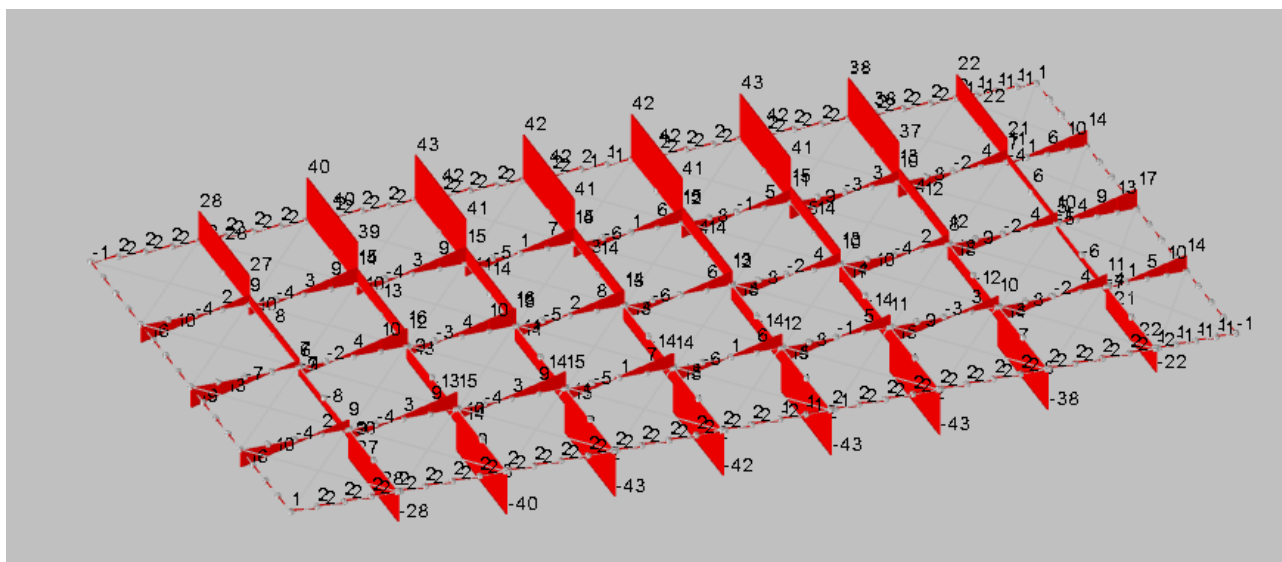


Figura 114 Taglio F2 [kN]

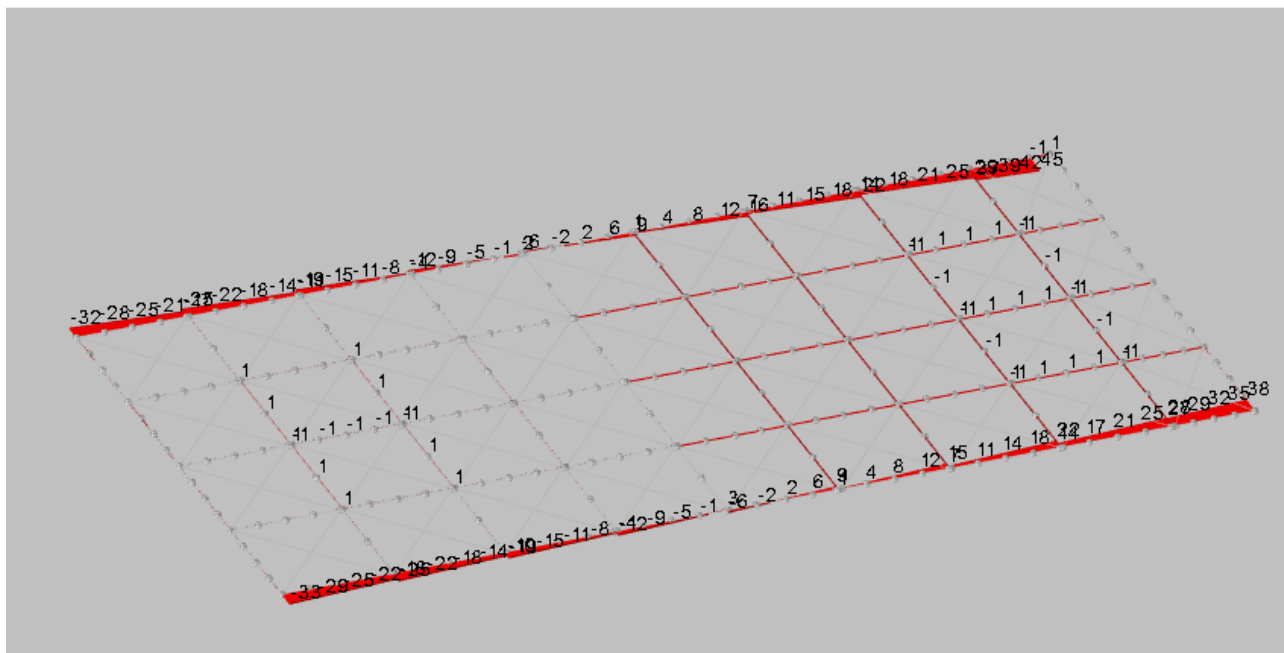


Figura 115 Taglio F3[kN]

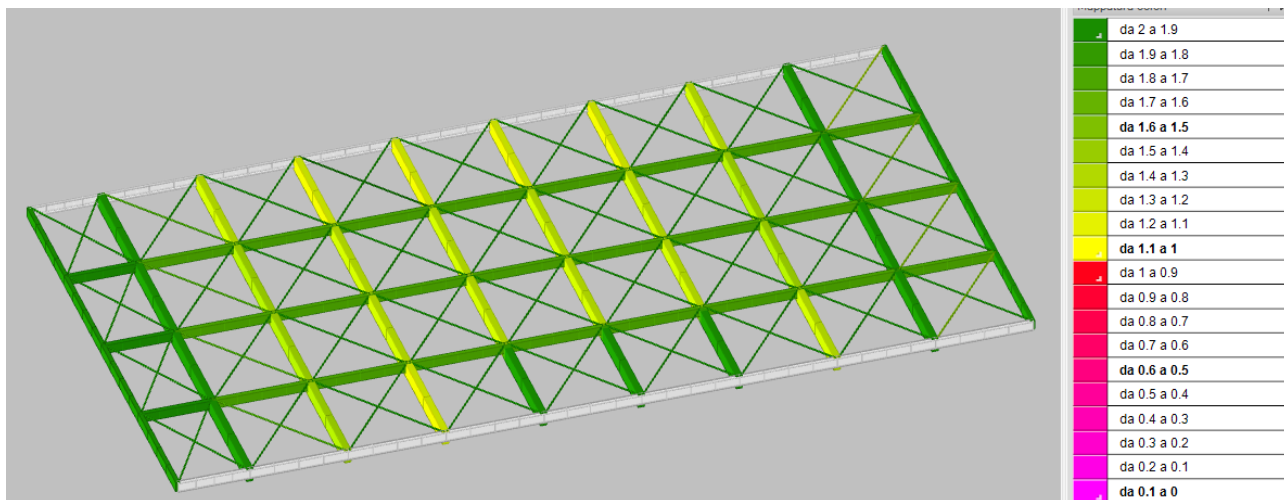


Figura 116 Verifica degli elementi strutturali e tassi di lavoro

VERIFICA UNIONE BULLONATA

L'azione di trazione massima è pari a 20 kN,

Si riporta la verifica dei bulloni e la verifica a rifollamento della piastra in acciaio.



Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone diametro d f_{yb} f_{ub} N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ $F_{t,Sd}$ kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.898 + 0 = 0.898$ OK

Rifollamento

acciaio f_u N/mm²

spessore t mm

diametro foro d_o mm

distanze bordo e₁ e₂

passo p₁ p₂

α

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ kN Osservazioni

VERIFICA CONNESSIONI DI BORDO

Il taglio complessivo sulle pareti corte del diaframma è pari a

R= 127 kN

La lunghezza delle pareti è L=9 m, il taglio per metro lineare è R[ml]=14.1 kN/ml.



Connessioni di bordo						
lato corto						
R tot=	127 kN					
l=	9 m					
R [ml]=	14.1 kN/ml					
Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti						
L=	300 mm					
d=	22 mm					
f _m =	3.45 Mpa					
y=	2					
FC=	1.2					
f _d =	0.72 Mpa					
V _{rd} =	4.74 kN					
n° connes	3.0 a ml					
passo	0.34					

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre $\phi 16$ mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 300 mm.

Il cordolo interno costituito da profilo ad L100x100x10 in acciaio S275 avrà dei collegamenti di continuità costituiti da una contropiastra di spessore 8 mm bullonata con 2+2 M12 classe 8.8, si procede alla verifica della connessione bullonata e al rifollamento dell'acciaio.



Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone diametro f_{yb} f_{ub} N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorde

Area mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ $F_{t,Sd}$ kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.927 + 0 = 0.927$

Rifollamento

Acciaio f_u N/mm²

spessore t mm

diametro foro d_o mm

distanze bordo e_1 e_2

passo p_1 p_2

α

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ kN

In corrispondenza delle piastre sotto le travi esistenti IPN 280 IPN180 si prevede la saldatura di due monconi da un metro dei profili ad L 100x100x10, si riporta la verifica della saldatura rispetto all'azione di trazione massima di 60 kN.

Resistenza saldature a cordoni d'angolo - EC3 (edizione 1...

Acciaio f_u N/mm² Coeff. di correlazione β_w

Resistenza di progetto a taglio

$f_{vw,d} = \frac{F_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} = 233.7$ N/mm²

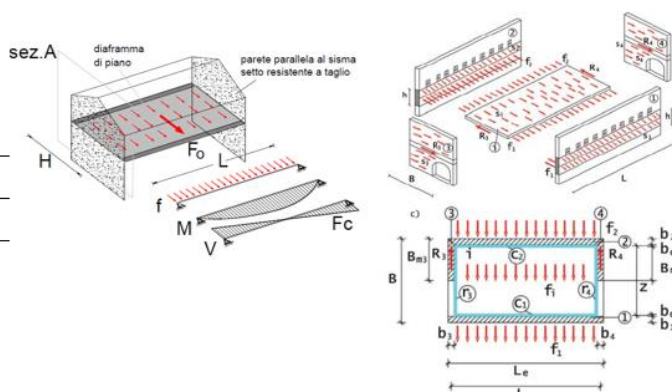
VERIFICA DIAFRAMMA C.A.

Si riporta nel seguito la verifica dei diaframmi di piano in c.a. relativi al corpo C



Dimensioni Geometriche Pareti

	Le =	20.50	m
	B =	12.30	m
	Bm3 =	11.30	m
	Bm4 =	9.30	m
Correnti	s1 =	0.45	m
	s2 =	0.60	m
Reagenti	S3 =	0.40	m
	S4 =	0.40	m
	hup =	2.00	m
	hbot =	2.40	m
	L =	20.10	m



Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

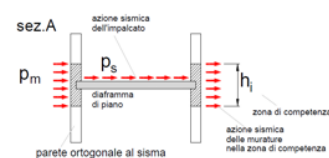
Peso Specifico Muratura Portante $\gamma_m = 18.00$ kN/m³

Peso Proprio Solaio: Gk1+Gk2 5.25 kN/m²
Peso Accidentale: Qk 3.00 kN/m²
Carico Totale Caratteristico 8.25 kN/m²
 ψ (sismico) 0.30

Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima a_g PGA = 0.128 g
Fattore di Struttura $q_0 = 2.00$
Categoria Sottosuolo S=SS*ST = 1.39
Quota impalcato Interessato $z_i = 8.86$ m
Altezza totale edificio $H_{tot} = 17.20$ m
 $Ta/T1 = 0.05$
 $\psi(Z) = 0.52$
 $S_a = 0.34$ g

$W_a = h_{up} \cdot L \cdot S_1 \cdot \gamma_m$ $W_a = 325.6$ KN
 $W_{a1} = S_1 \cdot \gamma_m$ $W_{a1} = 8.1$ kN/m²
 $S_{a1} = (S_a / q_0) \cdot W_{a1}$ $S_{a1} = 1.4$ kN/m²
 $W_{a2} = S_2 \cdot \gamma_m$ $W_{a2} = 10.8$ kN/m²
 $S_{a2} = (S_a / q_0) \cdot W_{a2}$ $S_{a2} = 1.8$ kN/m²
 $G_a + 0.3 \cdot Q_a$ $W_i = 6.2$ kN/m²
 $S_i = (S_a / q_0) \cdot W_i$ $S_i = 1.03$ kN/m²

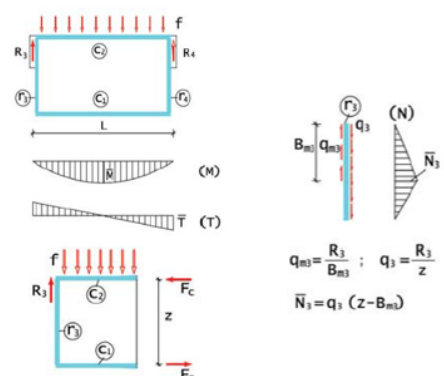


Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1 $f_{u1} = 5.99$ KN/m
Azioni sismiche su striscia Mur. K2 $f_{u2} = 7.99$ KN/m
Azioni sismiche su Impalcato $f_i = 12.72$ KN/m
Forza Totale Agente su impalcato $f = 26.70$ KN/m
Reazione offerta dai setti R3 e R4 $R_3=R_4 = 268.38$ KN
Momento Flettente su Impalcato $M = 1348.60$ KNm
Taglio su impalcato $T_3=T_4 = 268.38$ KN
Braccio della coppia interna $z = 11.78$ m
Azione di trazione e compressione $F_c = 114.53$ KN
Flussi degli Sforzi Tangenziali $q = 22.79$ KN/m
 $q_3 = 22.79$ KN/m
Flusso agente sul ripartitore r3 $q_{m3} = 23.75$ KN/m
Azione assiale su Ripartitore N3 $N_3 = 10.83$ KN
Azione assiale su Ripartitore N4 $N_4 = 56.41$ KN

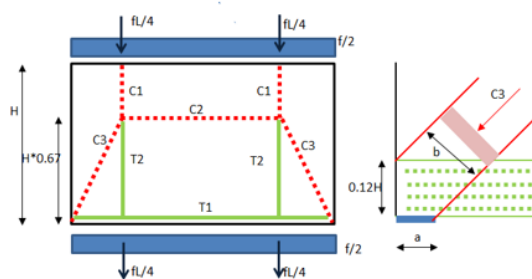
$$f_{u1} = s_{u1} \cdot h$$
$$f_{u2} = s_{u2} \cdot h$$
$$f_i = s_i \cdot B$$

$$z = B - (b_1 + b_2) - (b_3 + b_4)/2$$
$$F_c = M/z$$
$$q = T/z$$
$$q_3 = R_3/z$$
$$N_3 = q_3(z - B_{m3})$$
$$N_4 = q_4(z - B_{m4})$$



Caratteristiche soletta e armatura soletta

Classe cls C28/35
Altezza soletta $h = 5.00$ cm
Resistenza acciaio $f_{yk} = 450.00$ Mpa
Coeff. del materiale $\gamma_s = 1.15$
Passo Rete $s = 20.00$ cm
Diametro Rete $\phi = 12$ mm
Armatura aggiuntiva per T2 $n = 0$
Armatura aggiuntiva per T2 $\phi = 12$ mm
 $\alpha = 58.1$ °
 $a = 0.0$ cm
 $b = 77.95$ cm
 $C1 = 136.86$ kN
 $C3 = 316.04$ kN
 $C2 = 166.90$ kN
 $T1 = 166.90$ kN
 $T2 = 136.86$ kN
Verifica per T1 = 679 kN 24.58% OK
Verifica Rete per T2 = 310 kN 44.20% OK
Verifica Bielle Compresse(C1,C2,C3) = 439.1 kN 71.98% OK

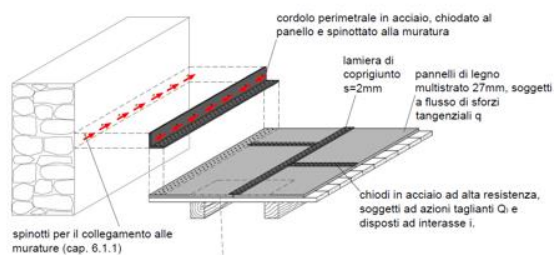


*Progettazione secondo 6.5.4(6)-EC2



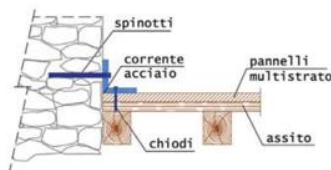
Caratteristiche profilo in acciaio

Profilo Cordolo		L50x100x10	
Materiale Cordolo	Fyk =	275	Mpa
Coef. Di Sicurezza	γ_{M0} =	1.05	
Area-lorda	A =	14.10	cm ²
Momento D'inerzia rispetto y-y	Jy =	140.60	cm ⁴
Momento D'inerzia rispetto z-z	Jz =	22.22	cm ⁴
Raggio D'inerzia rispetto y-y	py =	3.16	cm
Raggio D'inerzia rispetto z-z	pz =	1.29	cm
lunghezza libera d'inflexione	pu =	3.16	cm
Modulo elastico	Lu = I ² β =	0.40	m
Snellezza adimensionale	E =	210000	Mpa
	λ_0 =	0.2968	
	α =	0.490	
	βa =	1.000	
	N _{Ed,Ed/Ed} =	2878	kN
	φ =	0.57	
	χ =	0.95	



Verifica del profilo ad "L" in acciaio

Resistenza plastica della sezione lorde soggetta a trazione			
Nt.Rd =	369.3	kN	31% OK
Resistenza plastica della sezione lorde soggetta a compressione			
Nb.Rd =	351.1	kN	76% OK



Connessioni di bordo					
lato corto					
R tot=	270	kN			
l=	12.3	m			
R [ml]=	22.0	kN/ml			
Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghissate non passanti					
L=	300	mm			
d=	22	mm			
fm=	3.45	Mpa			
y=	2				
FC=	1.2				
fd=	0.72	Mpa			
Vrd=	4.74	kN			
n° connes	4.6	a ml			
passo	0.22				
Connessioni di bordo					
lato lungo					
R tot=	190	kN			
l=	20	m			
R [ml]=	9.5	kN/ml			
Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghissate non passanti					
L=	300	mm			
d=	22	mm			
fm=	3.45	Mpa			
y=	2				
FC=	1.2				
fd=	0.72	Mpa			
Vrd=	4.74	kN			
n° connes	2.0	a ml			
passo	0.50				



16.3 SOLAIO EX-NOVO IN C.A. STRUTTURALE LEGGERO

In corrispondenza del corpo C si prevede la demolizione dei solai esistenti “pesanti” per la realizzazione di solai alleggerito con calcestruzzo strutturale leggero tipo Leca 1600 classe C28/35.

Il solaio di nuova realizzazione avrà uno spessore strutturale di 28 cm (travetti b=10 cm passo 56 cm) + 6 cm di soletta armata con rete elettrosaldata $\phi 12/200$. Gli alleggerimenti saranno costituiti da casseri a perdere in EPS.

Si riporta nel seguito la verifica del solaio.

ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.28	0.10	1.00	0.56	20	1.00
soletta c.a	0.06	1.00	1.00	1.00	20	1.20
EPS	0.28	1.00	1.00	1.00	0.15	0.04
gk1						2.24
ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	16	0.48
sottofondo	0.03	1.00	1.00	1.00	16	0.48
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	18	0.18
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						2.33
ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
qk	cat. C					3.00

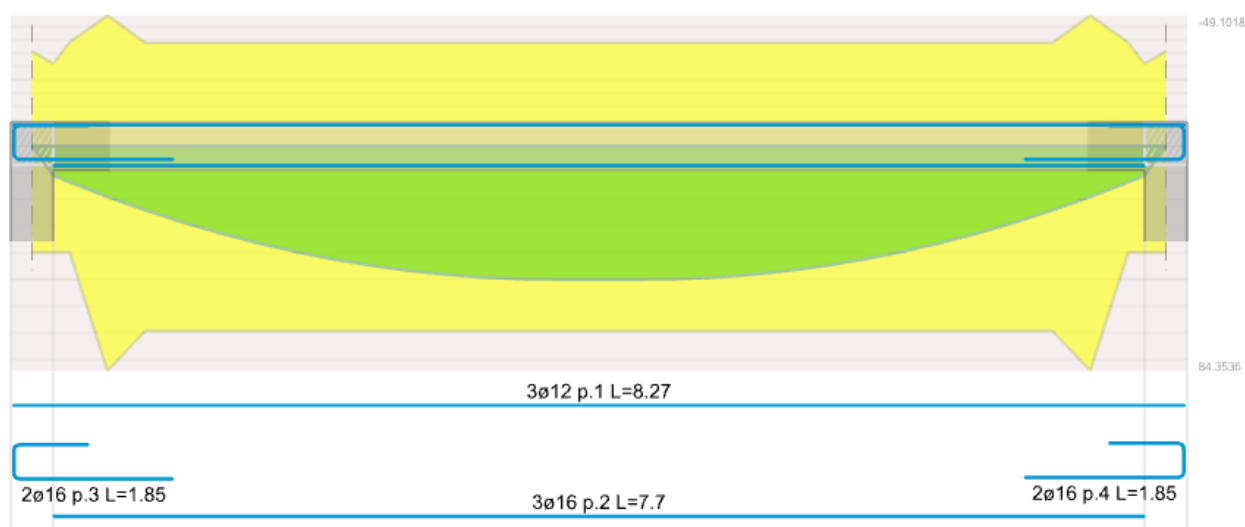


Figura 117 Verifica a flessione

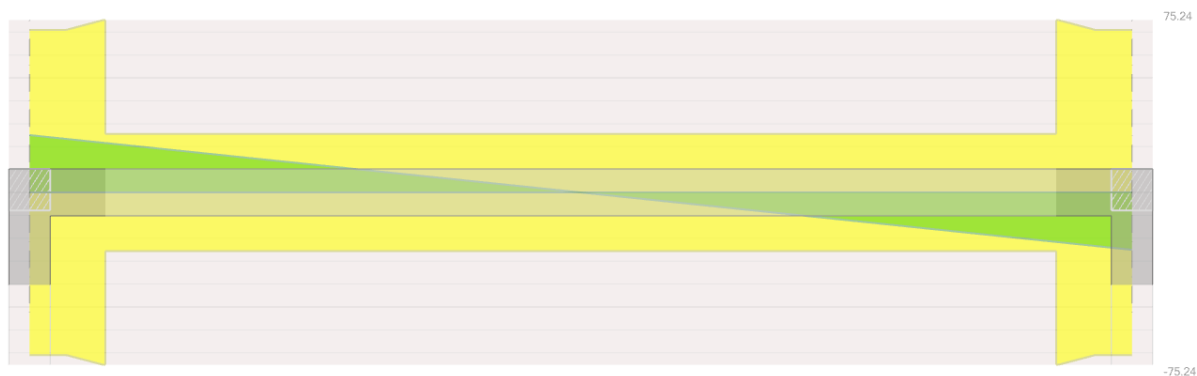


Figura 118 Verifica a taglio

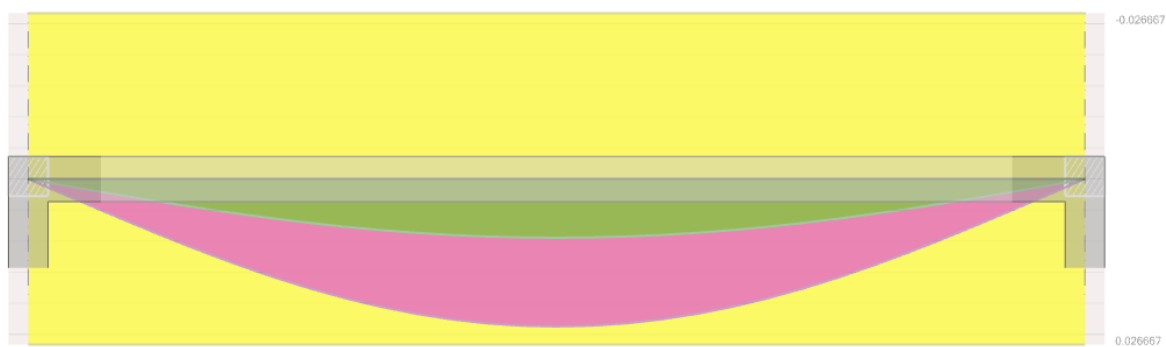


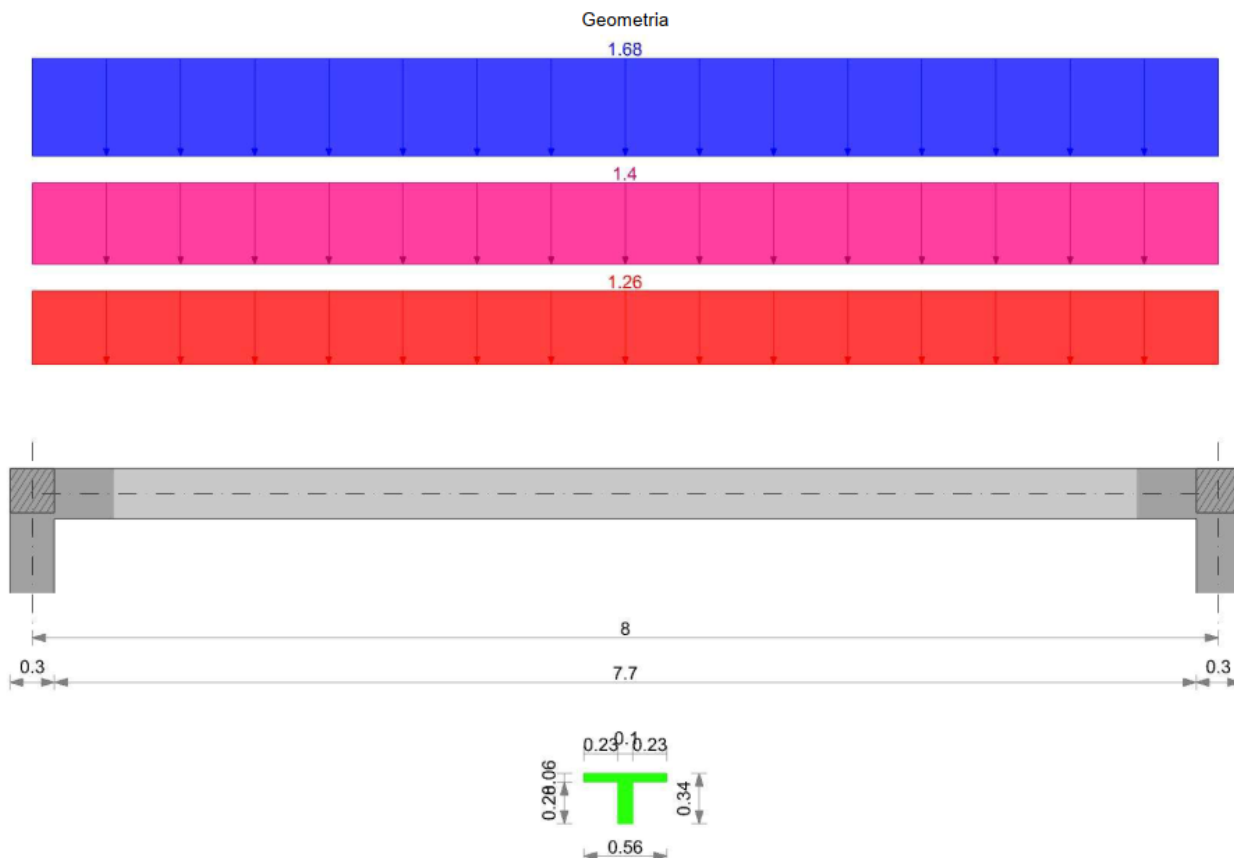
Figura 119 Verifica freccia



Figura 120 Verifica a fessurazione



Verifica di solaio condotta secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.).



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C28/35_tipo Leca 1600 Rck 35000

Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Int.	B anima	Altezza	H cappa	H lastra	C. sup.	C. inf.	C. inf. agg.	Peso
1	Ner 10x(28+6)/56	Nervatura	0.56	0.1	0.34	0.06		0.015	0.015	0.016	2.25

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.000214	0.028	0.000402	0.078	0	0	39.9167	0.084	+						Sì
0.15	0.000172	0.021	0.000402	0.078	3.6844	10.9885	39.8789	0.081	3.63						Sì
4	0.000339	0.021	0.000603	0.034	50.064	50.064	69.28	0.084	1.38						Sì
4.27	0.000339	0.021	0.000603	0.034	49.8415	50.064	69.28	0.084	1.38						Sì
7.85	0.000172	0.021	0.000402	0.078	3.6844	10.9885	39.8789	0.081	3.63						Sì
8	0.000214	0.028	0.000402	0.078	0	0	39.9167	0.084	+						Sì

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0	0.000172	25.03	25.03	70.99	Sì
0.15	0.000402	24.09	24.09	70.99	Sì
7.2	0.000603	-20.03	-20.03	-25.6	Sì
7.85	0.000402	-24.09	-24.09	-70.99	Sì
8	0.000172	-25.03	-25.03	-70.99	Sì

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara						Quasi permanente						Verifica
	Mela	Mdes	σ_c	$\sigma_{c\ lim.}$	σ_f	$\sigma_{f\ lim.}$	Mela	Mdes	σ_c	$\sigma_{c\ lim.}$	σ_{FRP}	$\sigma_{FRP\ lim.}$	
0	0	0	0	17430	0	360000	0	0	0	13072	0	+	Sì
0.15	2.8552	7.6207	670	17430	9955	360000	2.1595	6.4407	567	13072	0	+	Sì
4	34.72	34.72	4892	17430	204190	360000	29.344	29.344	4134	13072	0	+	Sì
7.85	2.8552	7.6207	670	17430	9955	360000	2.1595	6.4407	567	13072	0	+	Sì
8	0	0	0	17430	0	360000	0	0	0	13072	0	+	Sì



Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara			Frequente			Quasi permanente			Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	
3.73	inferiore	0.093	0.00075	0.00007	0.093	0.00072	0.000066	0.093	0.00068	0.000062	S ₁
4	inferiore	0.093	0.00075	0.00007	0.093	0.00072	0.000066	0.093	0.00068	0.000062	S ₁

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess. viscosa+	Fess. viscosa-	
0.15	0.00067	0.00041	0.00104	0.00045	0.00059	0.00041	0.00085	0.00045	0.00057	0.00041	0.00137	0.00092	5853 S ₁
4	0.01119	0.00686	0.01872	0.00812	0.00989	0.00686	0.01543	0.00812	0.00945	0.00686	0.02373	0.01609	337 S ₁
7.85	0.00067	0.00041	0.00104	0.00045	0.00059	0.00041	0.00085	0.00045	0.00057	0.00041	0.00137	0.00092	5853 S ₁

Reazioni vincolari

Appoggio n.	Descrizione	SLU max	SLU min	Rara max	Rara min	Freq. max	Freq. min	Q.P. max	Q.P. min
1	ascissa 15	25.032	9.52	17.36	10.64	15.344	10.64	14.672	10.64
2	ascissa 815	25.032	9.52	17.36	10.64	15.344	10.64	14.672	10.64

Verifica appoggi murari

L=	300 mm
d=	200 mm
fm=	3.45 Mpa
y=	3
FC=	1.2
fd=	0.48 Mpa
Vrd=	28.75 kN
Vsd=	25 kN

16.4 INTERVENTO DI FONDAZIONE SU MICROPALI PER PARETI EX NOVO

L'intervento di miglioramento sismico prevede la realizzazione di nuove pareti in mattoni pieni e malta di calce che varranno fondati su trave in c.a. su micropali. Si riporta nel seguito il calcolo della struttura di fondazione.

Si prevede la realizzazione sotto ogni parete di numero 10 micropali costituiti da tubi circolari in acciaio tipo UNI10219 101.6x8 in acciaio S355 in diametro di perforazione di 220 mm. La lunghezza dei pali è di 18 m.

La trave di fondazione che costituisce il cordolo del gruppo di micropali ha una geometria di 190 cm di base e 80 cm di altezza realizzata con calcestruzzo classe C25/30.

Verifiche effettuate secondo D.M. 17-01-18, Circolare 7 21-01-19

I carichi applicati alle strutture di fondazione sono rappresentati dalle sole pareti in mattoni pieni e malta di calce, dall'intonaco armato, dai cordoli e dalla trave di fondazione.



oggetto	posizione	lunghezza	altezza	spessore	γ	peso
		m	m	m	kN/m ³	kN
parete	piano terra	5.65	4.82	0.38	18	186.27
parete	piano primo	5.65	3.9	0.38	18	150.72
intonaco armato	piano terra	5.65	3.9	0.06	25	33.05
intonaco armato	piano primo	5.65	3.9	0.06	25	33.05
cordolo	piano terra	7.7	0.3	0.38	25	21.95
cordolo	piano primo	7.7	0.3	0.38	25	21.95
trave	fondazione	7.7	0.8	1.3	25	200.20
				380		647.19

Le azioni di taglio e di momento sollecitanti il sistema fondale sono determinate sulla base dei parametri di resistenza della muratura superiore.

oggetto	posizione	lunghezza	spessor	Area	τ_{rd}	Trd	altezza	Mrd
		mm	mm	mm ²	Mpa	kN	m	kNm
parete	piano terra	5650	380	2147000	0.2899	622.4066	4.82	1500

La verifica dei micropali è stata effettuata con software agli elementi finiti Sismicad della Concrete.

La modellazione del terreno è stata effettuata sulla base dei risultati delle indagini geologiche condotte dalla Classedil srl e i cui risultati sono riportati nella relazione geologica allegata alla presente documentazione tencica.

Le verifiche sono state condotte con riferimento alle condizioni drenate e non drenate per quanto riguarda lo stato limite ultimo per soli carichi verticali. Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento alle sole condizioni drenate, tenendo conto del carattere istantaneo dell'azione e dell'impossibilità per il terreno di "smaltire" le sovrappressioni interstiziali.

Si prevede la realizzazione di pali tipo IRS ad iniezione ripetuta selettiva.

Per le verifiche in condizioni non drenate, la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno viene valutata sulla base dei diagrammi di Bustamante e Doix (1985) con correlazione ai risultati delle prove SPT condotte in situ.

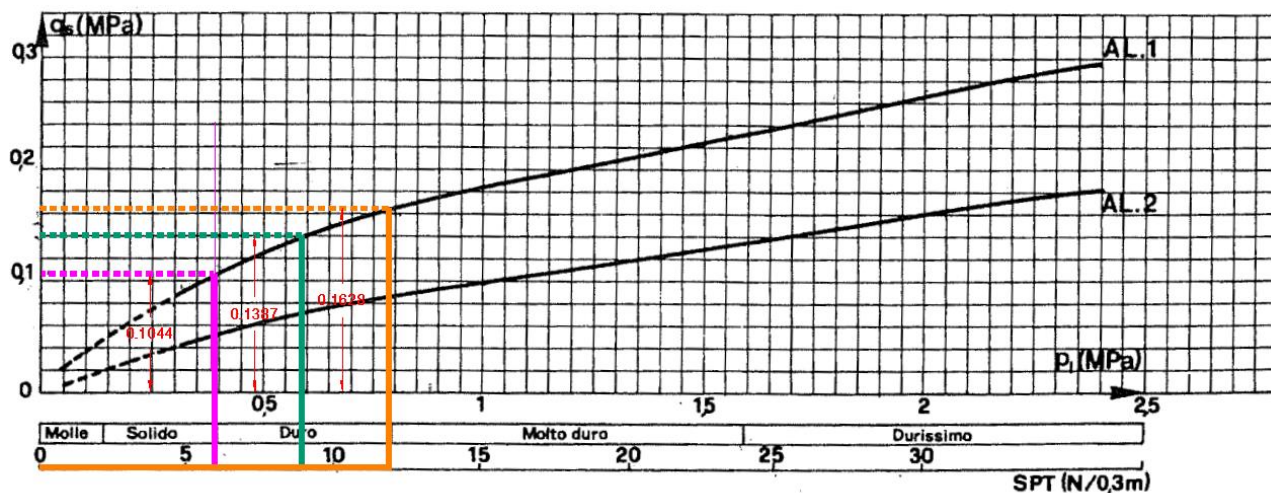


Fig. 7-7. Grafici per il calcolo di q_s per le argille e i limi.

Figura 121 Abaco di Bustamante- Doix per Limi e Argille

Si considerano pertanto valori di resistenza tangenziale di

Strato 1: $q_s = 1 \text{ kg/cm}^2$;

Strato 2: $q_s = 1.35 \text{ kg/cm}^2$;

Strato 3; $q_s = 1.60 \text{ kg/cm}^2$.

Si riporta la verifica dei micropali realizzati con tubi di diametro 139.7 mm e spessore 12.5 mm, diametro del foro 220 mm, lunghezza dei micropali 18 m.

Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio Laminato 139.7x12.5
Diametro tubo 140 mm
Spessore tubo 13 mm
Lunghezza 18000 mm

Verifica di capacità portante pali

La verifica di capacità portante del palo viene eseguita confrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d), valutata come sforzo normale agente alla sommità del palo, compreso il peso proprio del palo. La portanza di progetto (R_d) è pari alla portanza verticale calcolata, mediante una formulazione analitica, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali.

La portanza verticale complessiva calcolata è data dalla somma del contributo laterale+punta, o del solo contributo laterale nel caso di palo in trazione. La capacità portante laterale viene calcolata con una formulazione statica, in funzione della coesione e dell'attrito laterale dei terreni incontrati lungo il fusto del palo, valutata nel punto medio di ciascuno strato omogeneo presente. Il valore complessivo laterale è data dalla sommatoria:

$$P_v = \sum_i (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan \varphi) \cdot S_i$$



$$P_v = \sum_i (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan \varphi) \cdot S_i$$

dove si sono indicati con:

k0 il coefficiente di spinta a riposo dell'i-esimo terreno della stratigrafia

p_v= Sum gamma_i·h_i, la pressione litostatica verticale efficace nel punto di calcolo

p_o=k₀ · p_v, la pressione litostatica orizzontale efficace nel punto di calcolo

c, phi la coesione e l'angolo di attrito interno dell'i-esimo terreno

alpha il coefficiente di adesione della coesione all'interfaccia terreno-pali (usualmente tra 0.5÷0.8)

D il diametro di perforazione del palo

Si la superficie laterale dell'i-esimo tratto di calcolo (Pi · D · h_i)

La capacità portante di punta del palo viene presa pari al prodotto tra la pressione limite di rottura in punta palo, dichiarata espressamente o calcolata con formule analitiche di letteratura, e l'area della punta del palo. Nei pali in cui si è calcolata la pressione limite con formule analitiche in funzione della stratigrafia sottostante la punta del palo, questa viene calcolata utilizzando la formulazione proposta da Vesic per la capacità portante alla punta dei pali.

Con tale formulazione i fattori di capacità portante sono:

$$N'_q = \frac{3e^{(\pi/2 - \phi)\tan\phi}}{3 - \sin\phi} \cdot \left[\lg\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right]^2 \cdot I_{rr} \cdot \left[\frac{4\sin\phi}{3(1+\sin\phi)} \right]$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cdot \cot\phi$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} tiene conto della deformazione volumetrica eps_v raggiunta dal terreno in condizioni prossime alla rottura e riduce l'indice di rigidezza I_r teorico. Secondo la formulazione proposta da Vesic quest'ultimo è pari al rapporto tra modulo di elasticità tangenziale G e resistenza al taglio del terreno (Fondazioni, J.E.Bowles).

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot \lg\varphi}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon \cdot I_r}$$

Il valore di portanza alla punta è quindi:

$$P_{pu} = A_p \cdot [c \cdot N'_c + \eta \cdot q \cdot (N'_q - 1)]$$

dove si sono indicati con:

A_p, l'area della punta del palo

c, phi la coesione e l'angolo di attrito interno del terreno sottostante la punta

nu, coefficiente indicato da Vesic, dato da: (1 + 2 · K₀)/3

q sforzo verticale efficace (pressione geostatica) agente alla profondità della punta

A favore di sicurezza tale formulazione trascura il termine N'q e considera il peso proprio del palo.

In condizioni non drenate (c=c_u e phi=0) il termine N'q diventa pari a 1, mentre il termine N'c viene assunto pari all'usuale valore (9) utilizzato per pali.

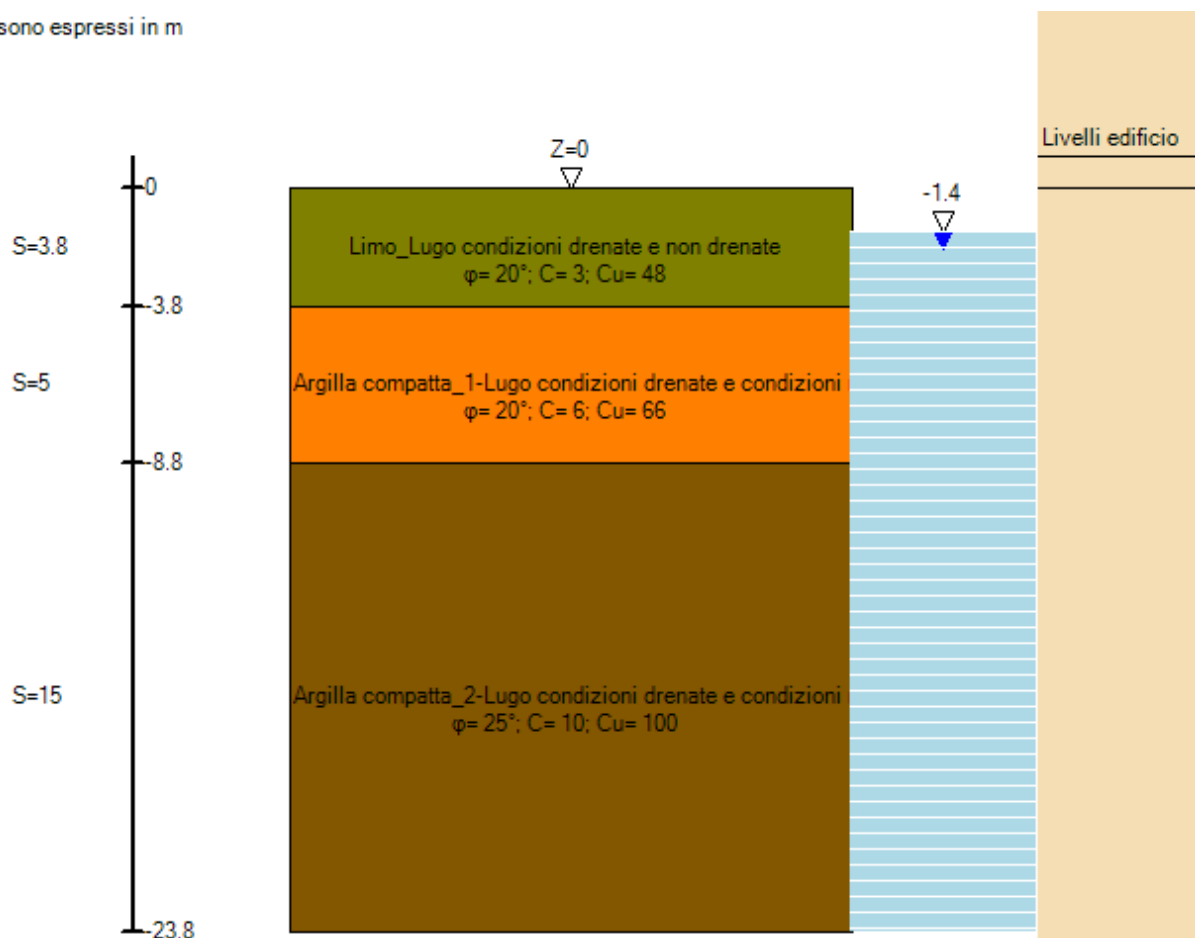
In tali condizioni la portanza alla punta si semplifica in:

$$P_{pu} = A_p \cdot [9 \cdot c_u]$$

La modellazione geologica è basata sulle indicazioni contenute nella relazione geologica redatta dal Geol. Primo Falconi.



I valori sono espressi in m



Terreno	Sp.	Liqf	Kor,j	Kor,s	Kve,j	Kve,s	Eel,s	Eel,j	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,j	CR,s	CR,j	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,j
Lino	3.8	Mo	14900	14900	12100	12100	4045	4045	4045	4045	0	0	0	0	0	0	1	1
Argilla compatt a_1	5	Mo	20100	20100	18600	18600	5120	5120	5120	5120	0	0	0	0	0	0	1	1
Argilla compatt a_2	15	Mo	30500	30500	29400	29400	7161	7161	7160	7160	0	0	0	0	0	0	1	1

Falde acquifere

Profondità: profondità della superficie superiore della falda dalla quota del punto di riferimento. [m]

Carico piezometrico: carico piezometrico rispetto alla superficie superiore, 0 per falde freatiche. [m]

Spessore: spessore dell'acquifero.

Profondità	Carico piezometrico	Spessore
1.4	0	Fino in fondo

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [m]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica



condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/m²]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/m²]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/m²]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/m²]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Si riportano le sollecitazioni principali del sistema in condizioni sismiche.

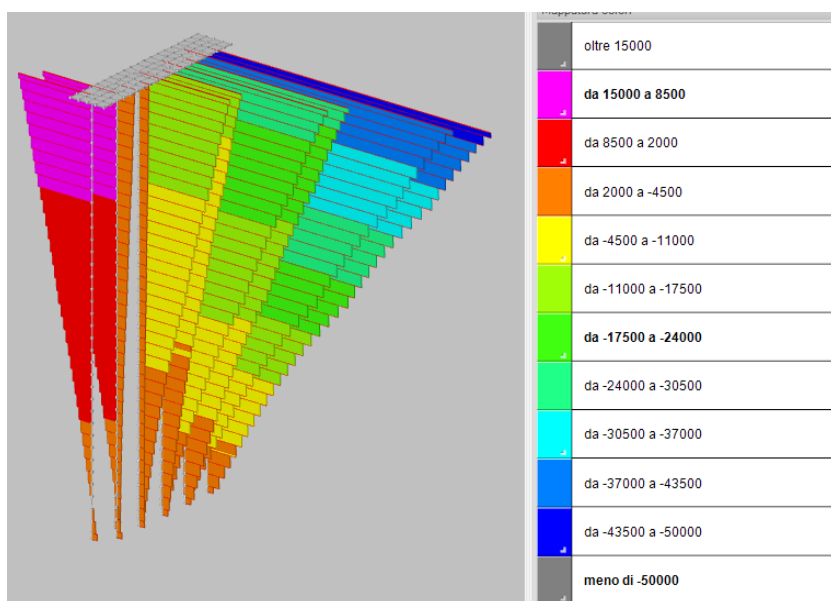


Figura 122 Sforzo normale N[kg]

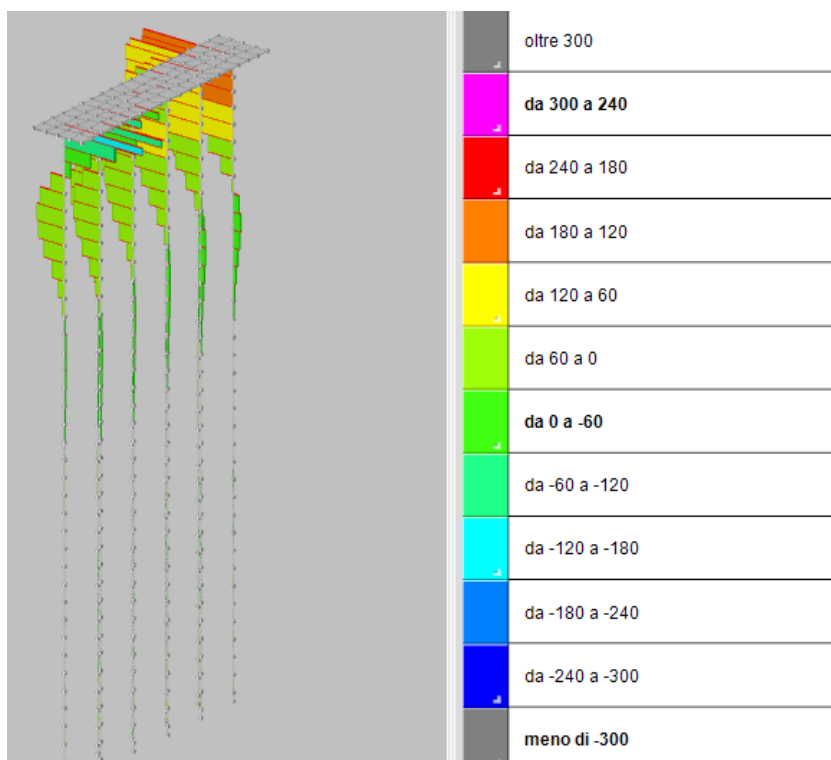


Figura 123 Taglio F2 [kg]

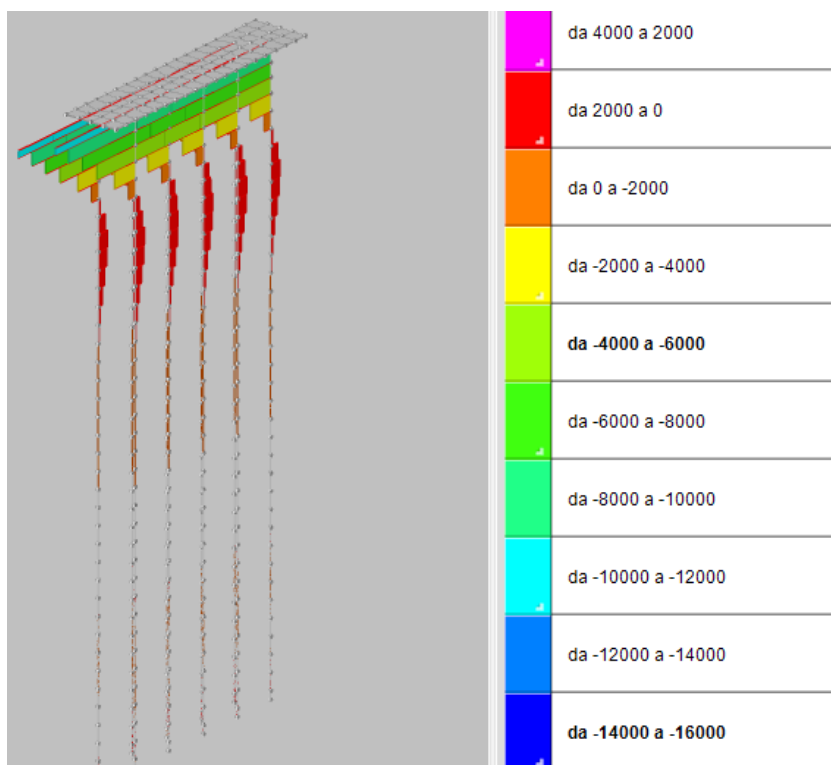


Figura 124 Taglio F3 [kg]

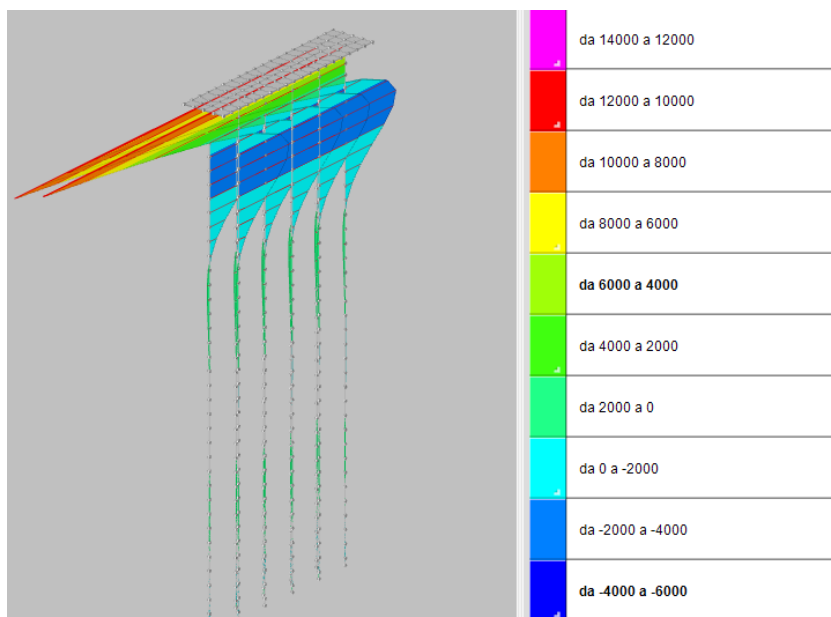


Figura 125 Momento M2 [kgm]

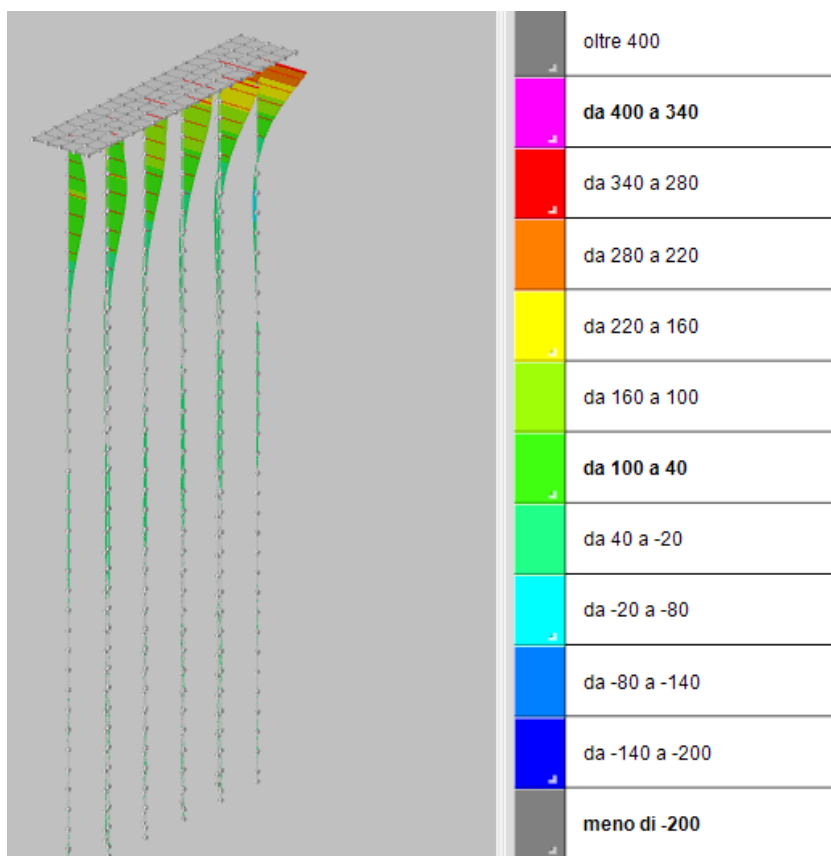


Figura 126 Momento M2 [kgm]

Si riportano le verifiche del sistema di micropali in condizioni sismiche.



-1245 7	-	-	25009	919	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-16	-576	-28164	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	23606	950	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-30	-564	-5646	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	22909	319	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-30	-553	14872	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	27109	319	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-144	-541	-52032	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	26409	919	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-28	-558	-53367	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	24308	335	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-37	-575	-10807	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	28506	350	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-322	-507	-78239	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	22909	319	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-8	857	8653	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	25009	919	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-12	859	-21642	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	26409	919	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-11	857	-39406	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	22206	950	1	0	0	SLU 1	592519	10000	6	854	11105	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	24308	335	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-8	859	-9407	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	28506	350	1	0	0	SLU 1	592519	10000	40	850	-56938	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	27806	950	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-4	852	-65448	SLU 1	65481054	10000	Si

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
-1428 2	-	-	27109	319	1	0	0	SLU 1	592519	10000	9	855	-38466	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	25709	319	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-2	859	-23113	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	23606	950	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-8	858	-5770	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	0	1180	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	26409	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	0	-22356	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	22206	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	3	0	2371	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	25709	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	3	1	-14351	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	28506	350	0	0	0	SLU 1	592519	10000	10	-1	-30969	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	27806	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	3	-1	-35150	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	27109	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	5	0	-21894	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	24308	335	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	1	-7618	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	25009	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	1	-13629	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	23606	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	1	-5831	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	25009	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6421	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	24308	335	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6277	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	26409	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6630	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	27109	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6619	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6219	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	27806	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6936	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	25709	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6438	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	28506	350	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6836	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	22206	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6219	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	23606	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6234	SLU 1	65481054	10000	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 21916 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	22206.4	950	1.25	1.35	825803	0		SLU 3	BT	120638	92147	825803	8.96	Si
-	-	22909.5	319.4	1.25	1.35	825803	0		SLU 3	BT	104140	75649	825803	10.92	Si
-	-	23606.4	950	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-7049	-35540	921463	25.93	Si
-	-	24308	334.7	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-33886	-62377	921463	14.77	Si
-	-	25009.5	919.4	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-126627	-155118	921463	5.94	Si
-	-	25709.5	319.4	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-137782	-166274	921463	5.54	Si
-	-	26409.5	919.4	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-260373	-288864	921463	3.19	Si
-	-	27109.5	319.4	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-253406	-281897	921463	3.27	Si
-	-	27806.4	950	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-456024	-484516	921463	1.9	Si
-	-	28506.4	350	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-392114	-420605	921463	2.19	Si

Si riportano le sollecitazioni principali del sistema in condizioni statiche SLU.

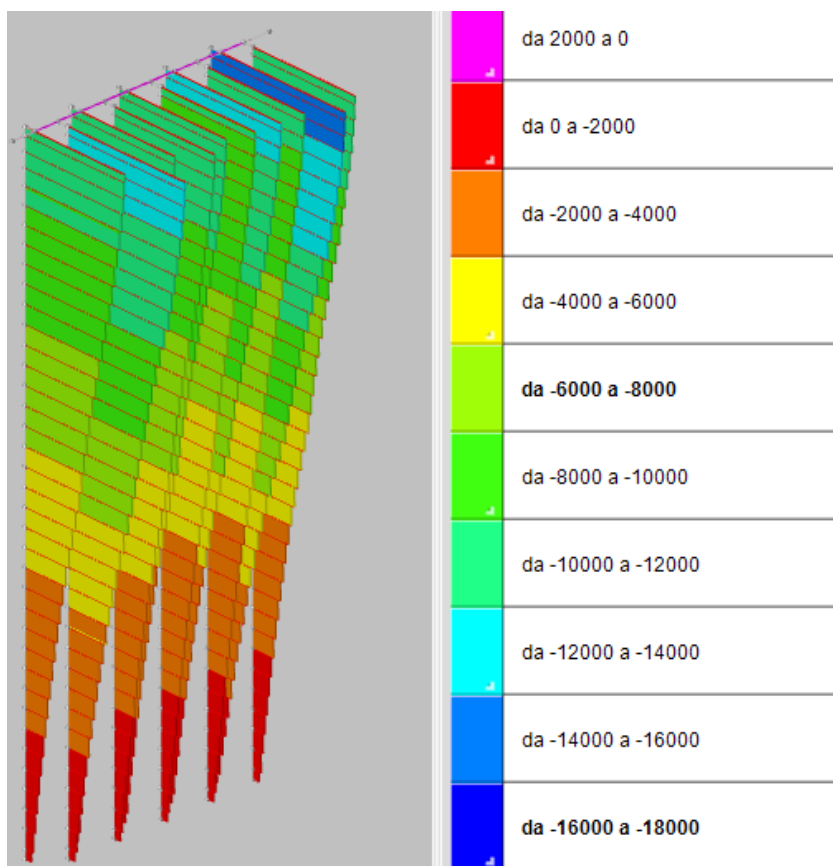


Figura 127 Sforzo normale [kg]

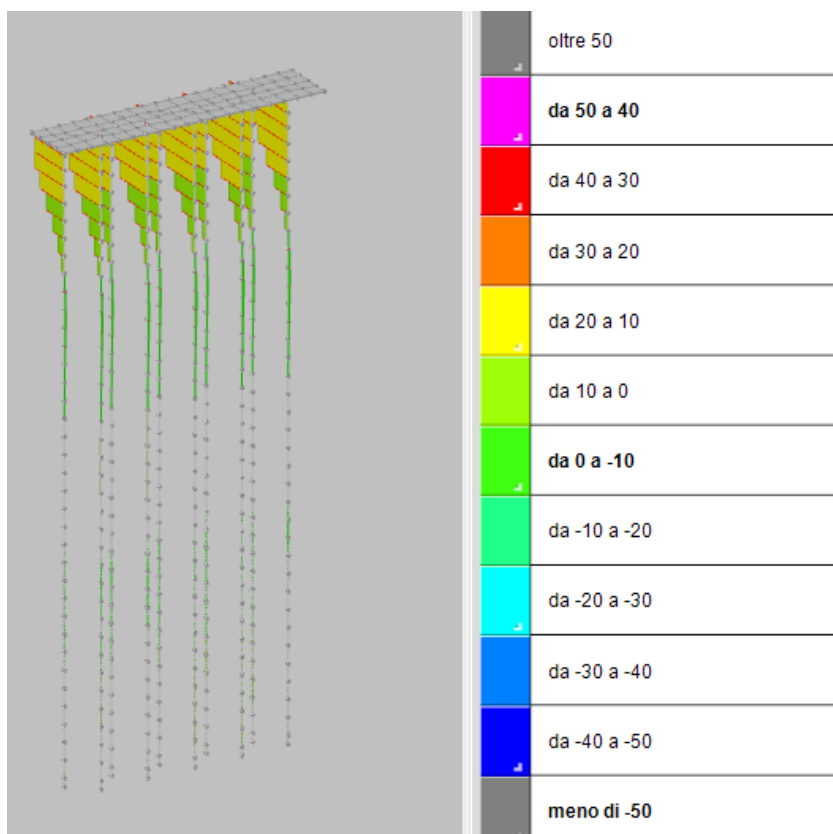


Figura 128 Taglio F2 [kg]

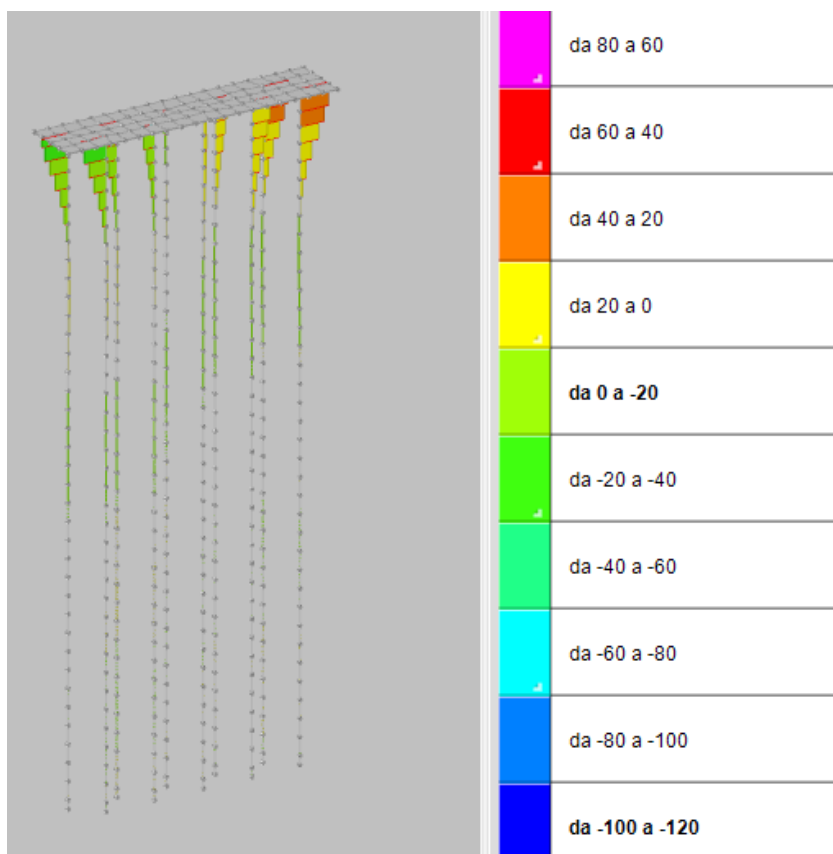


Figura 129 Taglio F3[kg]

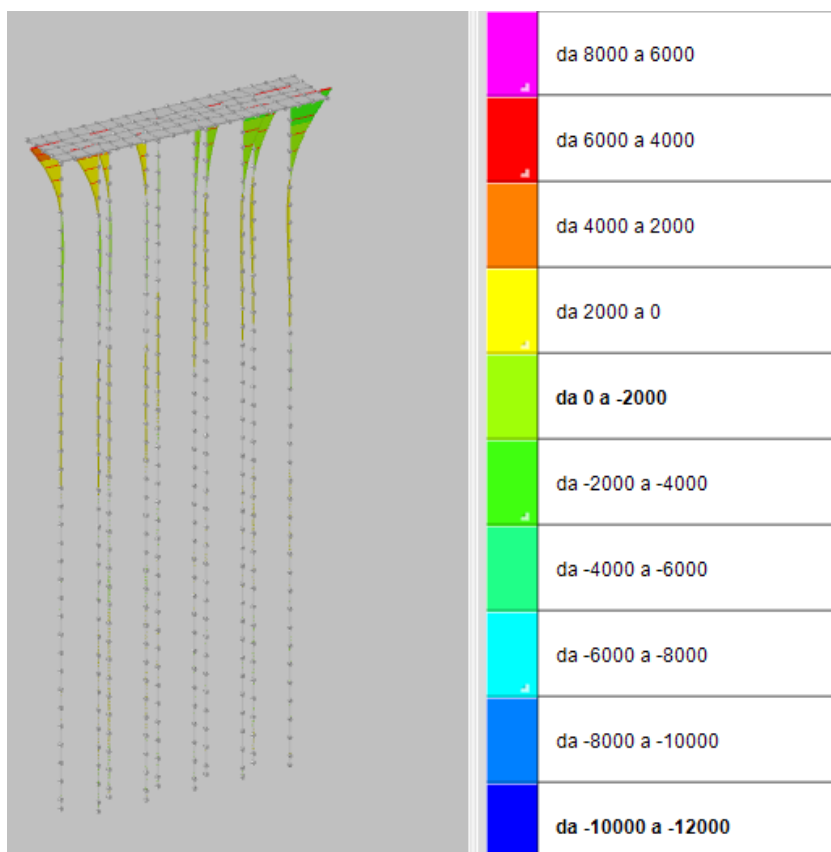


Figura 130 Momento M2[kgm]

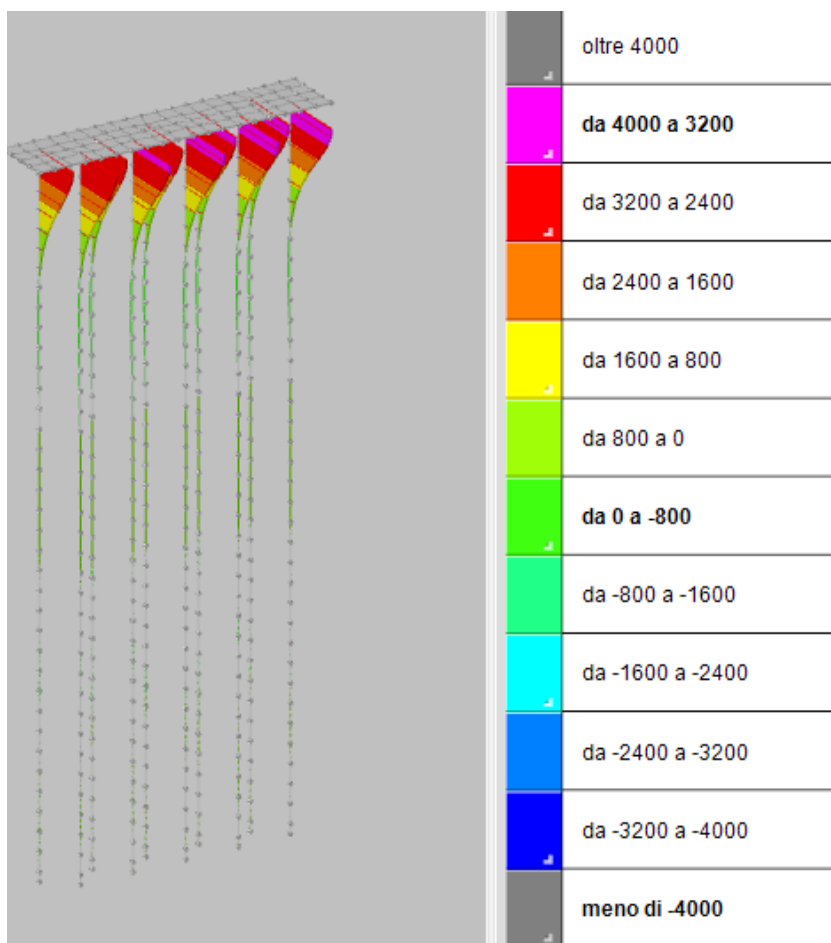


Figura 131 Momento M3[kgm]

Si riportano le verifiche dei pali in condizioni SLU (carichi gravitazionali)

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C16/20

Acciaio S355

Verifiche secondo DM18

Posizione					Taglio						PressoFlessione						Verifica
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
-600	-	-	27806	950	-534	642	1979	SLU 3	592499	709.55	482909	-360669	-182632	SLU 3	65481054	108.64	Sl
-600	-	-	24308	335	309	-977	1979	SLU 3	592499	578.12	740156	127201	-139314	SLU 3	65481054	87.19	Sl
-600	-	-	22909	319	348	-470	1528	SLU 3	592504	1012.84	160709	258110	-158722	SLU 3	65481054	215.26	Sl
-600	-	-	25009	919	-71	260	1527	SLU 3	592504	2198.4	-140027	-33546	-146906	SLU 3	65481054	454.72	Sl
-600	-	-	27806	950	-413	181	1528	SLU 3	592504	1213.35	482909	-360669	-182632	SLU 3	65481054	108.64	Sl
-600	-	-	28506	350	-269	-1615	1980	SLU 3	592499	261.83	2481622	-326906	-141235	SLU 3	65481054	26.16	Sl
-600	-	-	22909	319	479	-766	1980	SLU 3	592499	655.83	160709	258110	-160040	SLU 3	65481054	215.26	Sl
-600	-	-	28506	350	-258	-1730	1528	SLU 3	592504	328.71	2481622	-326906	-139918	SLU 3	65481054	26.16	Sl
-600	-	-	27109	319	-123	-944	1527	SLU 3	592504	622.57	1442528	-201544	-132501	SLU 3	65481054	44.96	Sl
-600	-	-	22206	950	182	1464	1981	SLU 3	592499	401.65	-1816891	208119	-137004	SLU 3	65481054	35.81	Sl
-600	-	-	23606	950	73	526	1528	SLU 3	592504	1115.93	-673292	112702	-141357	SLU 3	65481054	95.92	Sl
-600	-	-	23606	950	62	542	1980	SLU 3	592499	1084.53	-673292	112702	-142675	SLU 3	65481054	95.92	Sl



Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
-1428 2	-	-	26409	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	-3	-2	-27270	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	24308	335	0	0	0	SLU 1	592519	10000	5	2	-24023	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	4	3	-27531	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	27109	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	2	0	-14422	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	24308	335	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-14833	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	23606	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	-1	0	-15105	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	25009	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-15508	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	28506	350	0	0	0	SLU 1	592519	10000	3	0	-14988	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	27806	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	0	-18490	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	25709	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	0	-14124	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-16562	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	26409	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	0	-16434	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	22206	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	-2	0	-14684	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	23606	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6529	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	22206	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6516	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	27109	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6507	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	28506	350	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6525	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	25009	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6541	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	27806	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6634	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6574	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	25709	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6498	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	24308	335	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6520	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	26409	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6570	SLU 1	65481054	10000	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

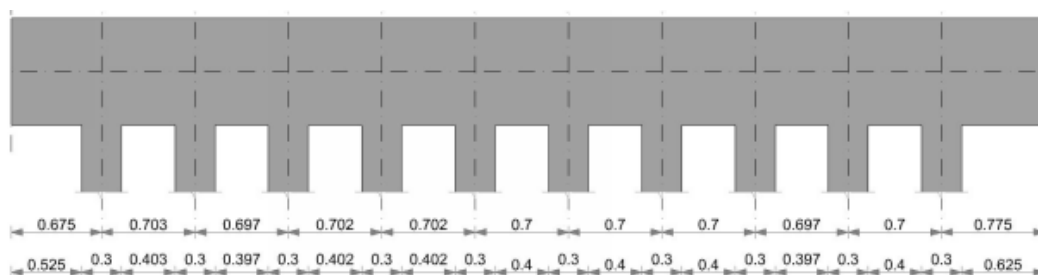
Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 21916 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	22206.4	950	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-137004	-165495	260834	1.58	Si
-	-	22909.5	319.4	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-160040	-188521	260834	1.38	Si
-	-	23606.4	950	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-142675	-171166	260834	1.52	Si
-	-	24308	334.7	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-139314	-167805	260834	1.55	Si
-	-	25009.5	919.4	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-148223	-176715	260834	1.48	Si
-	-	25709.5	319.4	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-130198	-158690	260834	1.64	Si
-	-	26409.5	919.4	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-159780	-188271	260834	1.39	Si
-	-	27109.5	319.4	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-133819	-162310	260834	1.61	Si
-	-	27806.4	950	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-183632	-212123	260834	1.23	Si
-	-	28506.4	350	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-141235	-169727	260834	1.54	Si

Si riporta la verifica della trave di fondazione



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C25/30 Rck 30000

Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Base	Altezza	Copriferro sup.	Copriferro inf.	Copriferro lat.
1	R 160x80	Rettangolare	1.6	0.8	0.035	0.035	0.035



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -



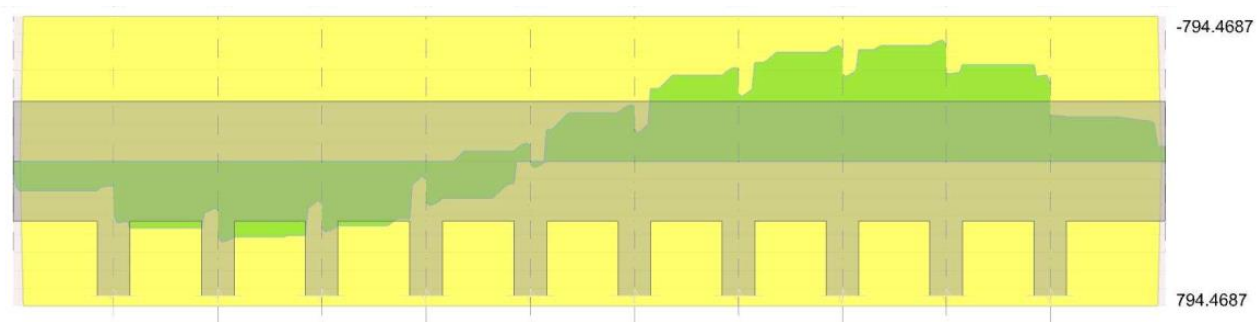


Figura 132 Verifica a flessione

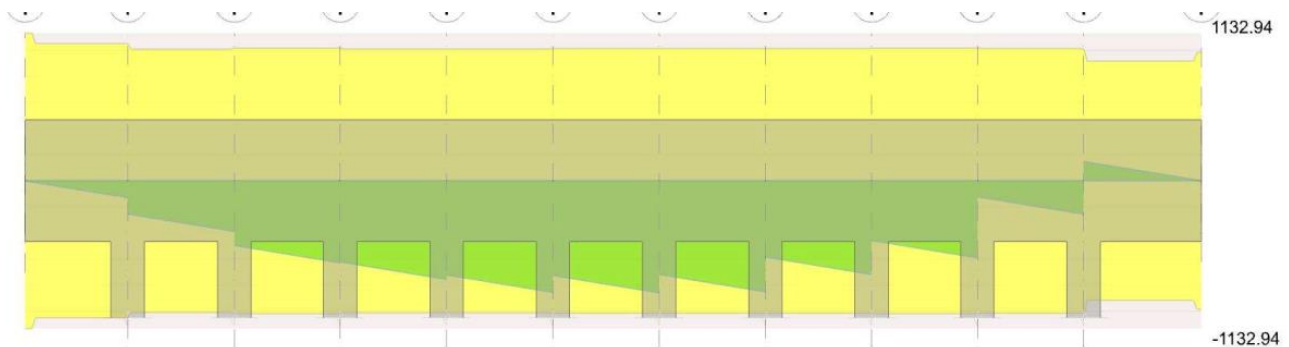


Figura 133 Verifica a Taglio

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0	0	0	0	0	SLU 3	58.3054	0	0	0							S1
0.34	0.002827	0.057	0.002827	0.057	47.4515	SLU 3	162.6572	794.4687	0.079	4.88							S1
0.57	0.002827	0.057	0.002827	0.057	144.5048	SLU 3	162.6572	794.4687	0.079	4.88							S1
0.68	0.002827	0.057	0.002827	0.057	189.8106	SLU 3	138.5572	794.4687	0.079	5.73							S1

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0.34	0.0000402	0	0	-64.6	SLU 3	-64.6	-388.63	-3774.14	-1052.22	-1052.22	1	16.29	S1
0.57	0.0000402	0	0	-108.14	SLU 3	-108.14	-388.63	-3774.14	-1052.22	-1052.22	1	9.73	S1
0.68	0.0000402	0	0	-129.19	SLU 3	-129.19	-388.63	-3774.14	-1052.22	-1052.22	1	8.14	S1

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	0	1	44.8503	263	14940	0	360000	0	1	44.8503	263	11205			S1
0.34	36.502	1	125.1219	640	14940	9595	360000	36.502	1	125.1219	640	11205			S1
0.57	111.1599	1	125.1219	640	14940	9595	360000	111.1599	1	125.1219	640	11205			S1
0.68	146.0115	1	106.5853	545	14940	8173	360000	146.0115	1	106.5853	545	11205			S1



Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057	291.2739	SLU 3	291.2739	794.4687	0.079	2.73							Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057	322.9882	SLU 3	365.0798	794.4687	0.079	2.18							Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057	251.0987	SLU 3	365.0798	794.4687	0.079	2.18							Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057	289.5825	SLU 3	365.0798	794.4687	0.079	2.18							Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057	308.8426	SLU 3	269.3975	794.4687	0.079	2.95							Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000402	0.002827	0	-253.57	SLU 3	-253.57	-392.01	-3774.14	-1052.22	-1052.22	1	4.15	Si
0.11	0.0000386	0.002827	0	-274.62	SLU 3	-274.62	-392.01	-3774.14	-1010.29	-1010.29	1	3.68	Si
0.35	0.0000386	0.002827	0	-320.81	SLU 3	-320.81	-392.01	-3774.14	-1010.29	-1010.29	1	3.15	Si
0.59	0.0000386	0.002827	0	-367	SLU 3	-367	-392.01	-3774.14	-1010.29	-1010.29	1	2.75	Si
0.7	0.0000389	0.002827	0	-388.03	SLU 3	-388.03	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	2.63	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	214.1702	1	214.1702	1095	14940	16423	360000	214.1702	1	214.1702	1095	11205			S1
0.11	239.2948	1	273.4294	1398	14940	20967	360000	239.2948	1	273.4294	1398	11205			S1
0.35	185.5962	1	273.4294	1398	14940	20967	360000	185.5962	1	273.4294	1398	11205			S1
0.59	216.8008	1	273.4294	1398	14940	20967	360000	216.8008	1	273.4294	1398	11205			S1
0.7	232.3459	1	201.6387	1031	14940	15462	360000	232.3459	1	201.6387	1031	11205			S1

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057	410.5872	SLU 3	410.5872	794.4687	0.079	1.93							Si
0.02	0.002827	0.057	0.002827	0.057	459.2789	SLU 3	442.3138	794.4687	0.079	1.8							Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057	415.174	SLU 3	415.174	794.4687	0.079	1.91							Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057	407.0766	SLU 3	415.174	794.4687	0.079	1.91							Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057	267.578	SLU 3	407.0766	794.4687	0.079	1.95							Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057	259.8423	SLU 3	234.1561	794.4687	0.079	3.39							Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000389	0.002827	0	-495.46	SLU 3	-495.46	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	2.06	Si
0.11	0.0000389	0.002827	0	-516.49	SLU 3	-516.49	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.97	Si
0.35	0.0000389	0.002827	0	-562.08	SLU 3	-562.08	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.81	Si

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0.59	0.0000389	0.002827	0	-607.67	SLU 3	-607.67	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.68	Si
0.7	0.0000389	0.002827	0	-628.69	SLU 3	-628.69	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.62	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σc	$\sigma c \text{ lim.}$	$\sigma f.$	$\sigma f \text{ lim.}$	Mela	Comb.	Mdes	σc	$\sigma c \text{ lim.}$	$\sigma \text{ FRP}$	$\sigma \text{ FRP lim.}$	
0	300.7694	1	300.7694	1538	14940	23063	360000	300.7694	1	300.7694	1538	11205			S1
0.11	305.8832	1	305.8832	1564	14940	23456	360000	305.8832	1	305.8832	1564	11205			S1
0.35	303.0923	1	305.8832	1564	14940	23456	360000	303.0923	1	305.8832	1564	11205			S1
0.59	199.2239	1	303.0923	1549	14940	23241	360000	199.2239	1	303.0923	1549	11205			S1
0.7	194.8593	1	174.3077	891	14940	13366	360000	194.8593	1	174.3077	891	11205			S1

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure



Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057	361.8503	SLU 3	361.8503	794.4687	0.079	2.2							Si
0.02	0.002827	0.057	0.002827	0.057	407.9032	SLU 3	386.6873	794.4687	0.079	2.05							Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057	352.929	SLU 3	352.929	794.4687	0.079	2.25							Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057	313.9275	SLU 3	352.929	794.4687	0.079	2.25							Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057	142.5389	SLU 3	313.9275	794.4687	0.079	2.53							Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057	121.2077	SLU 3	102.123	794.4687	0.079	7.78							Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000389	0.002827	0	-621.81	SLU 3	-621.81	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.64	Si
0.11	0.0000387	0.002827	0	-642.84	SLU 3	-642.84	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.57	Si
0.35	0.0000387	0.002827	0	-688.84	SLU 3	-688.84	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.47	Si
0.59	0.0000387	0.002827	0	-734.83	SLU 3	-734.83	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.38	Si
0.7	0.0000387	0.002827	0	-755.85	SLU 3	-755.85	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.34	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	263.4838	1	263.4838	1347	14940	20204	360000	263.4838	1	263.4838	1347	11205			Sì
0.1	258.582	1	258.582	1322	14940	19828	360000	258.582	1	258.582	1322	11205			Sì
0.35	232.8724	1	258.582	1322	14940	19828	360000	232.8724	1	258.582	1322	11205			Sì
0.59	105.3268	1	232.8724	1190	14940	17857	360000	105.3268	1	232.8724	1190	11205			Sì
0.7	90.8792	1	75.2182	385	14940	5768	360000	90.8792	1	75.2182	385	11205			Sì

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057	223.4473	SLU 3	223.4473	794.4687	0.079	3.56							Si
0.02	0.002827	0.057	0.002827	0.057	267.172	SLU 3	242.5607	794.4687	0.079	3.28							Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057	203.5744	SLU 3	203.5744	794.4687	0.079	3.9							Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057	19.3161	SLU 3	203.5744	794.4687	0.079	3.9	10.0472	SLU 1	-54.7427	-794.4687	0.079	14.51	Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057	-41.876	SLU 1	122.1197	794.4687	0.079	6.51	-54.7427	SLU 3	-54.7427	-794.4687	0.079	14.51	Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-87.0199	SLU 3	-87.0199	-794.4687	0.079	9.13	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000387	0.002827	0	-721.38	SLU 3	-721.38	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.4	Si
0.11	0.0000387	0.002827	0	-742.39	SLU 3	-742.39	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.36	Si
0.35	0.0000387	0.002827	0	-788.37	SLU 3	-788.37	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.28	Si
0.59	0.0000387	0.002827	0	-834.35	SLU 3	-834.35	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.21	Si
0.7	0.0000388	0.002827	0	-855.35	SLU 3	-855.35	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.19	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	159.7214	1	159.7214	817	14940	12248	360000	159.7214	1	159.7214	817	11205			S1
0.11	146.7395	1	146.7395	750	14940	11252	360000	146.7395	1	146.7395	750	11205			S1
0.35	10.0472	1	146.7395	750	14940	11252	360000	10.0472	1	146.7395	750	11205			S1
0.59	-41.876	1	-41.876	214	14940	3211	360000	-41.876	1	-41.876	214	11205			S1
0.7	-64.3996	1	-64.3996	329	14940	4938	360000	-64.3996	1	-64.3996	329	11205			S1

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure



Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827	15.2625	SLU 3	15.2625	794.4687	0.079	52.05							S1
0.11	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-8.9533	SLU 1	-171.4215	-794.4687	0.079	4.63	S1
0.35	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-68.8282	SLU 3	-264.5045	-794.4687	0.079	3	S1
0.59	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-264.5045	SLU 3	-264.5045	-794.4687	0.079	3	S1
0.68	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-337.8529	SLU 3	-308.5301	-794.4687	0.079	2.58	S1
0.7	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-297.3334	SLU 3	-297.3334	-794.4687	0.079	2.67	S1

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000388	0.002827	0	-725.55	SLU 3	-725.55	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.4	S1
0.11	0.0000388	0.002827	0	-746.55	SLU 3	-746.55	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.36	S1
0.35	0.0000388	0.002827	0	-792.37	SLU 3	-792.37	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.28	S1
0.59	0.0000388	0.002827	0	-838.18	SLU 3	-838.18	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.21	S1
0.7	0.0000388	0.002827	0	-859.17	SLU 3	-859.17	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.18	S1

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara								Quasi permanente								Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.		Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.		
0	4.4562	1	4.4562	23	14940	342	360000	4.4562	1	4.4562	23	11205					S1
0.11	-8.9533	1	-132.2282	676	14940	10139	360000	-8.9533	1	-132.2282	676	11205					S1
0.35	-52.816	1	-198.2532	1013	14940	15202	360000	-52.816	1	-198.2532	1013	11205					S1
0.59	-198.2532	1	-198.2532	1013	14940	15202	360000	-198.2532	1	-198.2532	1013	11205					S1
0.7	-221.1763	1	-221.1763	1131	14940	16960	360000	-221.1763	1	-221.1763	1131	11205					S1

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-195.1407	SLU 3	-174.1209	-794.4687	0.079	4.56	S1
0.11	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-214.7601	SLU 3	-397.58	-794.4687	0.079	2	S1
0.35	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-397.58	SLU 3	-470.3816	-794.4687	0.079	1.69	S1
0.59	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-470.3816	SLU 3	-470.3816	-794.4687	0.079	1.69	S1
0.68	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-543.0626	SLU 3	-514.0029	-794.4687	0.079	1.55	S1
0.7	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-502.3632	SLU 3	-502.3632	-794.4687	0.079	1.58	S1

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000388	0.002827	0	-717.9	SLU 3	-717.9	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.41	S1
0.11	0.0000388	0.002827	0	-738.89	SLU 3	-738.89	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.37	S1
0.35	0.0000388	0.002827	0	-784.69	SLU 3	-784.69	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.29	S1
0.59	0.0000388	0.002827	0	-830.48	SLU 3	-830.48	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.22	S1
0.7	0.0000388	0.002827	0	-851.47	SLU 3	-851.47	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.19	S1

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara								Quasi permanente								Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.		Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.		
0	-152.3807	1	-135.0539	690	14940	10356	360000	-152.3807	1	-135.0539	690	11205					S1
0.11	-165.1571	1	-300.736	1537	14940	23061	360000	-165.1571	1	-300.736	1537	11205					S1
0.35	-300.736	1	-351.6856	1798	14940	26968	360000	-300.736	1	-351.6856	1798	11205					S1
0.59	-351.6856	1	-351.6856	1798	14940	26968	360000	-351.6856	1	-351.6856	1798	11205					S1
0.7	-373.9716	1	-373.9716	1912	14940	28677	360000	-373.9716	1	-373.9716	1912	11205					S1

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-400.4778	SLU 3	-372.1028	-794.4687	0.079	2.14	S1
0.11	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-405.3863	SLU 3	-540.9694	-794.4687	0.079	1.47	S1
0.35	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-435.0758	SLU 3	-596.8012	-794.4687	0.079	1.33	S1
0.59	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-596.8012	SLU 3	-596.8012	-794.4687	0.079	1.33	S1
0.68	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-657.8868	SLU 3	-633.3952	-794.4687	0.079	1.25	S1
0.7	0.002 827	0.000388	0.002 827	0.002 827							-614.0655	SLU 3	-614.0655	-794.4687	0.079	1.29	S1



Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000388	0.002827	0	-584.17	SLU 3	-584.17	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.74	Si
0.11	0.0000388	0.002827	0	-605.15	SLU 3	-605.15	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.68	Si
0.35	0.0000388	0.002827	0	-650.93	SLU 3	-650.93	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.56	Si
0.59	0.0000388	0.002827	0	-696.69	SLU 3	-696.69	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.46	Si
0.7	0.0000388	0.002827	0	-717.67	SLU 3	-717.67	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.42	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-305.462	1	-282.6573	1445	14940	21675	360000	-305.462	1	-282.6573	1445	11205			S1
0.11	-307.2821	1	-407.7248	2084	14940	31265	360000	-307.2821	1	-407.7248	2084	11205			S1
0.35	-325.8533	1	-445.9909	2280	14940	34199	360000	-325.8533	1	-445.9909	2280	11205			S1
0.59	-445.9909	1	-445.9909	2280	14940	34199	360000	-445.9909	1	-445.9909	2280	11205			S1
0.7	-457.3157	1	-457.3157	2338	14940	35068	360000	-457.3157	1	-457.3157	2338	11205			S1

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-512.5792	SLU 3	-477.4994	-794.4687	0.079	1.66	Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-503.8171	SLU 3	-611.2255	-794.4687	0.079	1.3	Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-502.8387	SLU 3	-633.2292	-794.4687	0.079	1.25	Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-633.2292	SLU 3	-633.2292	-794.4687	0.079	1.25	Si
0.67	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-683.3426	SLU 3	-663.1497	-794.4687	0.079	1.2	Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-636.7529	SLU 3	-636.7529	-794.4687	0.079	1.25	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000389	0.002827	0	-457.53	SLU 3	-457.53	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	2.23	Si
0.11	0.0000389	0.002827	0	-478.5	SLU 3	-478.5	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	2.13	Si
0.35	0.0000389	0.002827	0	-523.96	SLU 3	-523.96	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.94	Si
0.59	0.0000389	0.002827	0	-569.41	SLU 3	-569.41	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.79	Si
0.7	0.0000389	0.002827	0	-590.37	SLU 3	-590.37	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.73	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-389.1316	1	-361.344	1847	14940	27708	360000	-389.1316	1	-361.344	1847	11205			Si
0.11	-380.7854	1	-460.2645	2353	14940	35294	360000	-380.7854	1	-460.2645	2353	11205			Si
0.35	-376.5509	1	-473.3698	2420	14940	36299	360000	-376.5509	1	-473.3698	2420	11205			Si
0.59	-473.3698	1	-473.3698	2420	14940	36299	360000	-473.3698	1	-473.3698	2420	11205			Si
0.7	-474.4747	1	-474.4747	2426	14940	36383	360000	-474.4747	1	-474.4747	2426	11205			Si

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-535.759	SLU 3	-481.9616	-794.4687	0.079	1.65	Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-489.8212	SLU 3	-529.5929	-794.4687	0.079	1.5	Si
0.23	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-508.8839	SLU 3	-529.5929	-794.4687	0.079	1.5	Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-529.5929	SLU 3	-529.5929	-794.4687	0.079	1.5	Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-459.3255	SLU 3	-529.5929	-794.4687	0.079	1.5	Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-425.7265	SLU 3	-425.7265	-794.4687	0.079	1.87	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000389	0.002827	0	-121.95	SLU 3	-121.95	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	8.36	Si
0.11	0.0000388	0.002827	0	-142.9	SLU 3	-142.9	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	7.1	Si
0.35	0.0000388	0.002827	0	-188.62	SLU 3	-188.62	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	5.38	Si
0.59	0.0000388	0.002827	0	-234.32	SLU 3	-234.32	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	4.33	Si
0.7	0.0000388	0.002827	0	-255.26	SLU 3	-255.26	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	3.97	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ_c	$\sigma_{c\ lim.}$	σ_f	$\sigma_{f\ lim.}$	Mela	Comb.	Mdes	σ_c	$\sigma_{c\ lim.}$	σ_{FRP}	$\sigma_{FRP\ lim.}$	
0	-406.7368	1	-364.9947	1866	14940	27988	360000	-406.7368	1	-364.9947	1866	11205			Si
0.11	-370.6812	1	-399.7068	2043	14940	30650	360000	-370.6812	1	-399.7068	2043	11205			Si
0.35	-399.7068	1	-399.7068	2043	14940	30650	360000	-399.7068	1	-399.7068	2043	11205			Si
0.59	-344.0876	1	-399.7068	2043	14940	30650	360000	-344.0876	1	-399.7068	2043	11205			Si



	Mela	Comb.	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_f	σ_f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_{FRP}	σ_{FRP} lim.	
0.7	-317.5242	1	-317.5242	1623	14940	24348	360000	-317.5242	1	-317.5242	1623	11205			S1

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057827	0.002827	0.057827							-325.1293	SLU 3	-250.032	-794.4687	0.079	3.18	S1
0.11	0.002827	0.057827	0.002827	0.057827							-243.073	SLU 3	-243.073	-794.4687	0.079	3.27	S1
0.39	0.002827	0.057827	0.002827	0.057827							-81.28	SLU 3	-243.073	-794.4687	0.079	3.27	S1
0.75	0	0	0	0	-51.5864	SLU 1	0	0	0	++	-67.0623	SLU 3	-79.3407	0	0	0	S1
0.78	0	0	0	0	0	SLU 1	0	0	0	++	0	SLU 3	-77.6342	0	0	0	S1

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotg θ	coeff	Verifica
0	0.0000388	0	0	147.47	SLU 3	147.47	388.63	3774.14	1014.64	1014.64	1	6.88	S1
0.03	0.000035	0	0	142.55	SLU 3	142.55	388.63	3774.14	916.45	916.45	1	6.43	S1
0.11	0.000035	0	0	126.53	SLU 3	126.53	388.63	3774.14	916.45	916.45	1	7.24	S1
0.39	0.000035	0	0	73.71	SLU 3	73.71	388.63	3774.14	916.45	916.45	1	12.43	S1

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_f	σ_f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_{FRP}	σ_{FRP} lim.	
0	-250.1041	1	-192.3363	983	14940	14749	360000	-250.1041	1	-192.3363	983	11205			S1
0.11	-186.9827	1	-186.9827	956	14940	14338	360000	-186.9827	1	-186.9827	956	11205			S1
0.39	-62.5243	1	-186.9827	956	14940	14338	360000	-62.5243	1	-186.9827	956	11205			S1
0.78	0	1	0	0	14940	0	360000	0	1	0	0	11205			S1

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Si riporta la verifica a punzonamento della trave di fondazione. Si ritiene tuttavia che la presenza di armature a taglio costituite da staffe chiuse, tipicamente usate per le travi, esclude la possibile formazione di un cuneo di punzonamento, tale verifica risulta essere dunque tracciabile rispetto alla verifica puntuale a taglio della trave.

Verifiche punzonamento

Zone di punzonamento considerate

Nome	Lato punzonante	Verticali inferiori	Verticali superiori
Z1	Inferiore	Palo (3871.4; 95; Fondazione) [cm]	
Z2	Inferiore	Palo (3941.4; 95; Fondazione) [cm]	
Z3	Inferiore	Palo (3801.7; 31.9; Fondazione) [cm]	
Z4	Inferiore	Palo (3781.7; 31.9; Fondazione) [cm]	
Z5	Inferiore	Palo (3661.7; 31.9; Fondazione) [cm]	
Z6	Inferiore	Palo (3551.7; 31.9; Fondazione) [cm]	
Z7	Inferiore	Palo (3521.5; 33.5; Fondazione) [cm]	
Z8	Inferiore	Palo (3451.4; 95; Fondazione) [cm]	
Z9	Inferiore	Palo (3381.7; 31.9; Fondazione) [cm]	
Z10	Inferiore	Palo (3311.4; 95; Fondazione) [cm]	

Verifiche punzonamento U0 SLU

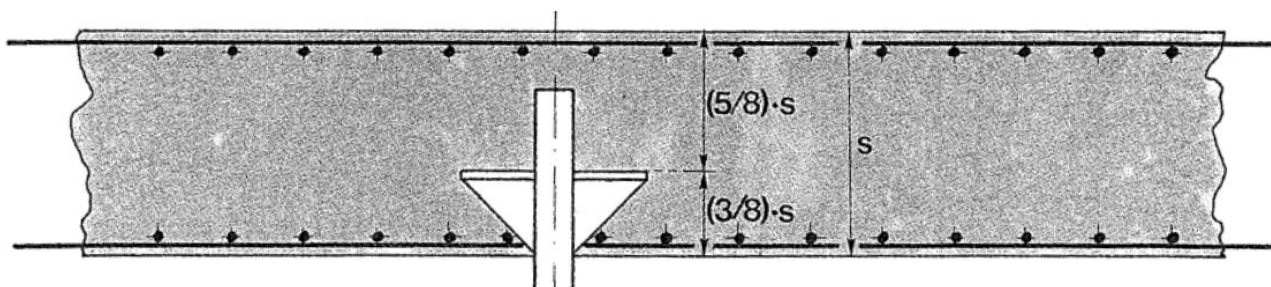
Zona	Lato	Comb.	ved	vrz,max	d	U0	VEd	Peso	Suolo	β	M1	M2	W11	W12	β	c.s.	Verifica
Z2	Inf.	SLU 3	8.67	28.22	75.2	68.7	44750	96	0	Pers.					1	3.2544	S1
Z1	Inf.	SLU 3	8.24	28.22	75.2	68.7	42561	96	0	Pers.					1	3.4241	S1
Z4	Inf.	SLU 3	8.08	28.22	75.2	68.7	26222	96	0	Pers.					1	5.5575	S1

Zona	Lato	Comb.	ved	vrz,max	d	U0	VEd	Peso	Suolo	β	M1	M2	W11	W12	β	c.s.	Verifica
Z3	Inf.	SLU 3	4.99	28.22	75.2	68.7	25768	96	0	Pers.					1	5.6556	S1
Z6	Inf.	SLU 3	2.78	28.22	75.2	68.7	14350	96	0	Pers.					1	10.134	S1

Verifiche punzonamento U1 SLU

Zona	Lato	Comb.	ved	vrz,c	d	Offset	U1	VEd	Peso	Suolo	β	M1	M2	W11	W12	β	c.s.	Verifica
Z2	Inf.	SLU 3	3.31	3.49	75.2	150.4	160	39862	5014	0	Pers.					1	1.0543	S1
Z1	Inf.	SLU 3	3.01	3.49	75.2	150.4	160	36188	6470	0	Pers.					1	1.1609	S1
Z3	Inf.	SLU 3	1.49	3.49	75.2	150.4	160	17945	7919	0	Pers.					1	2.3393	S1
Z4	Inf.	SLU 3	1.41	3.49	75.2	150.4	160	16943	9375	0	Pers.					1	2.4775	S1
Z6	Inf.	SLU 3	0.32	3.51	75.2	150.4	322	7789	6688	0	Pers.					1	10.6982	S1

Si riporta la verifica dell'ancoraggio testa palo/trave di fondazione realizzato mediante una piastra in acciaio saldata alla testa del palo, di dimensioni 30 cm x 30 cm.



Per la piastra quadrata di lato l si ha che $F = f_{cd} \times l^2$ da cui si ricava il valore minimo del lato della piastra.

Nmax	45000 kg
Verifica piastra quadrata	
base piastra=	200 mm
altezza piastra=	200 mm
σ_{max} =	6.25E-09
f_{cd} =	14.17 Mpa
l minimo piastra=	178.23 mm

16.5 PROGETTO FONDAZIONE GRUPPO ANTINCENDIO

Si prevede la progettazione ex novo di una platea di fondazione per l'installazione del sistema di accumulo del gruppo antincendio e della centrale di pompaggio. Il sistema di accumulo è costituito da n°2 serbatoi orizzontali da ESTERNO, TIPO MAJITEKNO MF CO 3 O SIMILARI della> A.1.67 capacità di 3 m³ utili. Struttura parallelepipedica orizzontale, realizzata in lamiere saldate di acciaio DIMENSIONE 700X3200XH1900.

La fondazione sarà costituita da una platea in C25/30 di spessore cm su 8 micropali costituiti da tubi circolari in acciaio tipo UNI10219 101.6x8 in acciaio S355 in diametro di perforazione di 220 mm. La lunghezza dei pali è di 12 m.

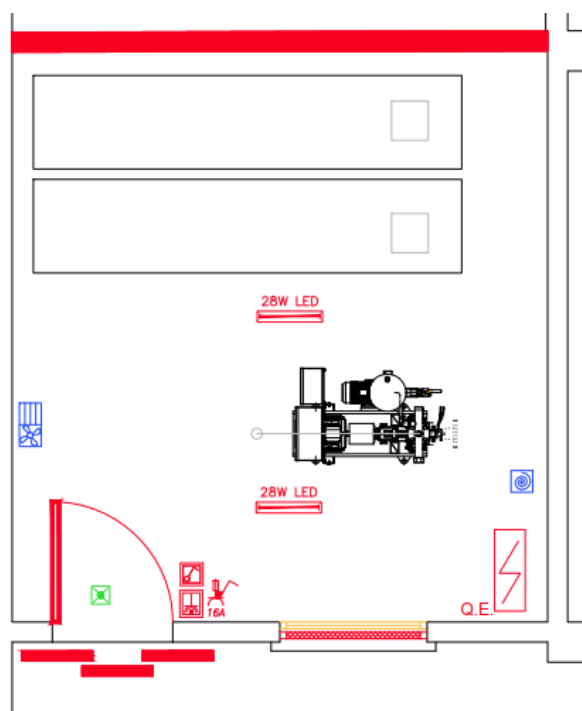


Figura 134 Centrale di pompaggio vista in pianta

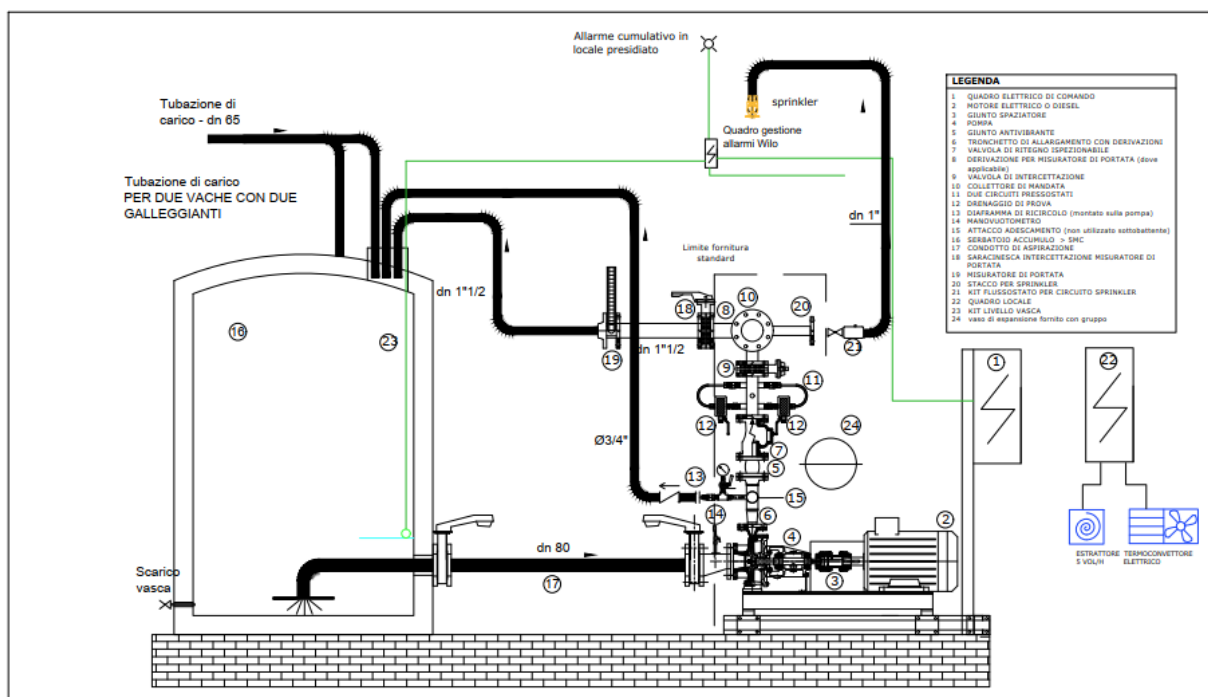


Figura 135 Centrale di pompaggio



ID:	Centrale di pompaggio					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Platea c.a	0.40	1.00	1.00	1.00	25	10.00
gk1						10.00
tipo:	VE.04-SI.03					
massetto	0.05	1.00	1.00	1.00	22	1.10
sottofondo	0.03	1.00	1.00	1.00	20	0.60
pavimento	0.02	1.00	1.00	1.00	20	0.30
tramezzi						0.80
gk2						2.80
tipo:	VE.04-SI.03					
qk	cat. H					0.50
Carichi antincendio	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Serbatorio di accumulo 3 mc	1.90	3.20	1.40	1.50	10	17.73
Elettropompa						kN 0.46

La progettazione e verifica della fondazione a platea su micropali segue le definizioni del capitolo relativo alla progettazione della fondazione su pali delle pareti ex-novo in mattoni.

Si riportano nel seguito le sollecitazioni principali dei pali allo SLU.

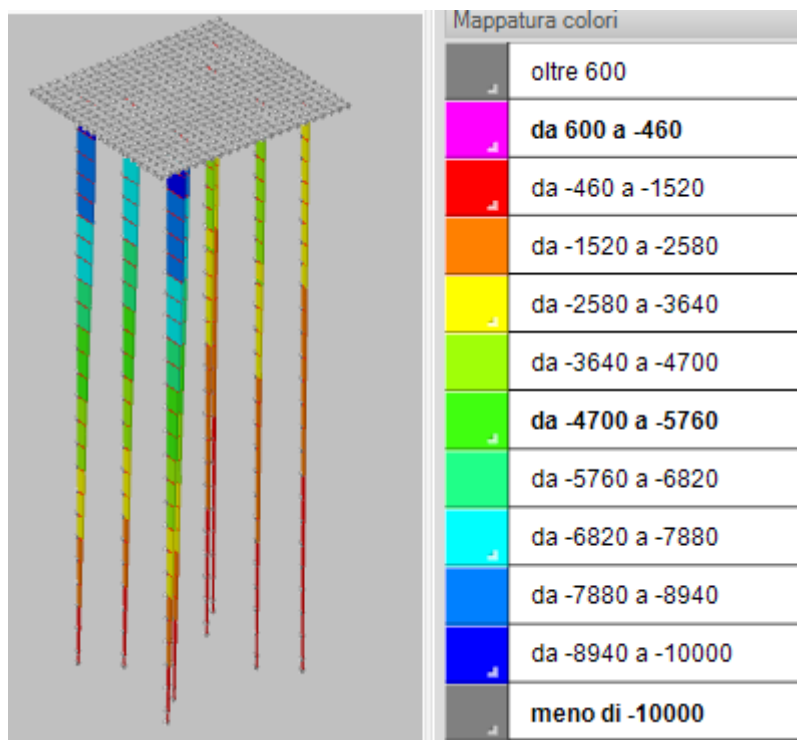


Figura 136 Sforzo normale N [kg]

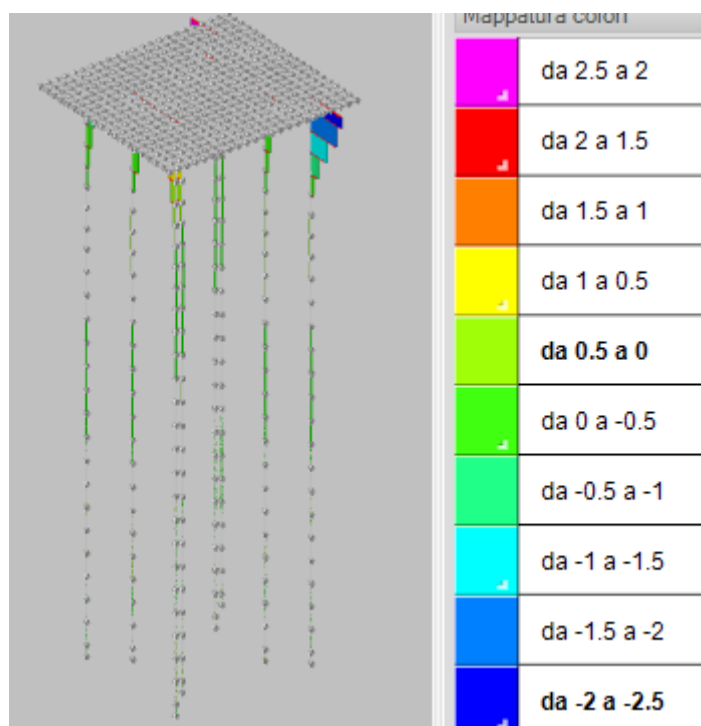


Figura 137 Taglio F2[kg]

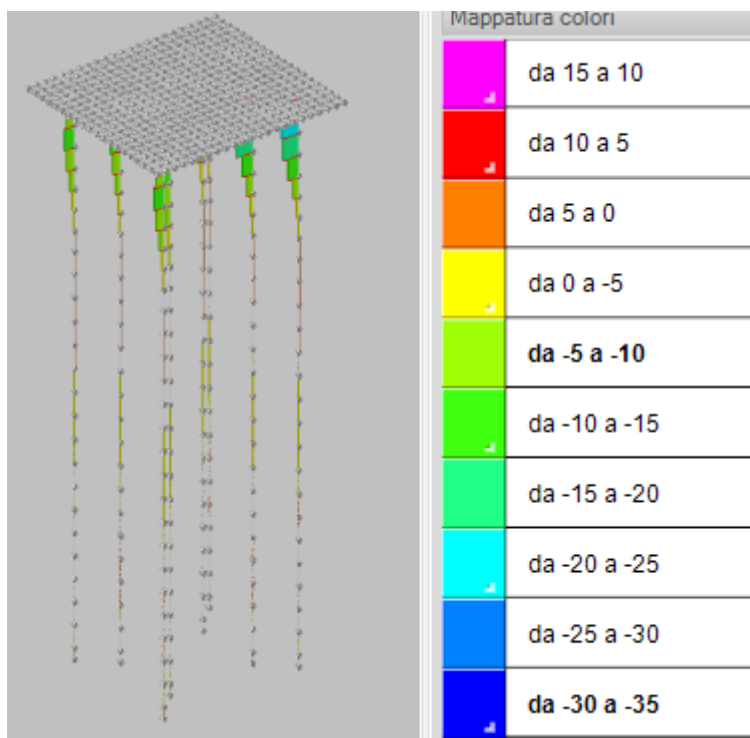


Figura 138 Taglio F3 [kg]

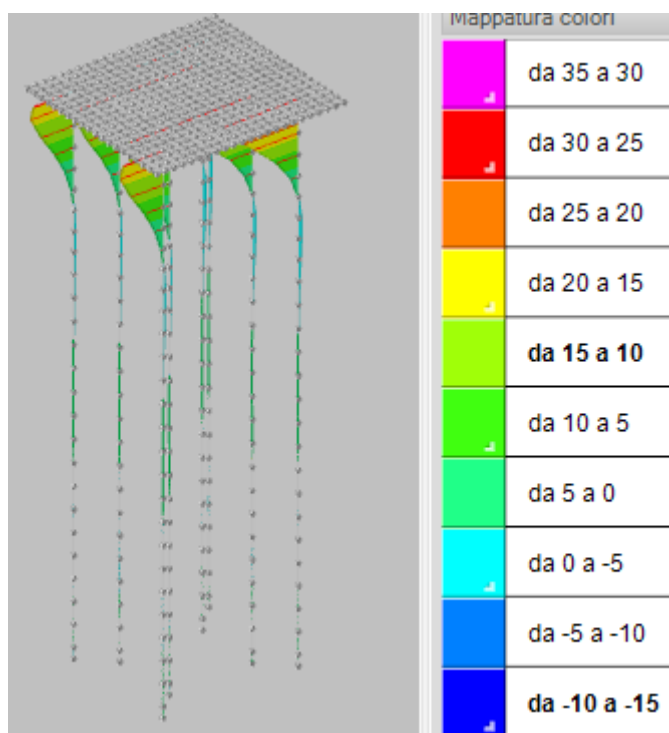


Figura 139 Momento M2 [kgm]

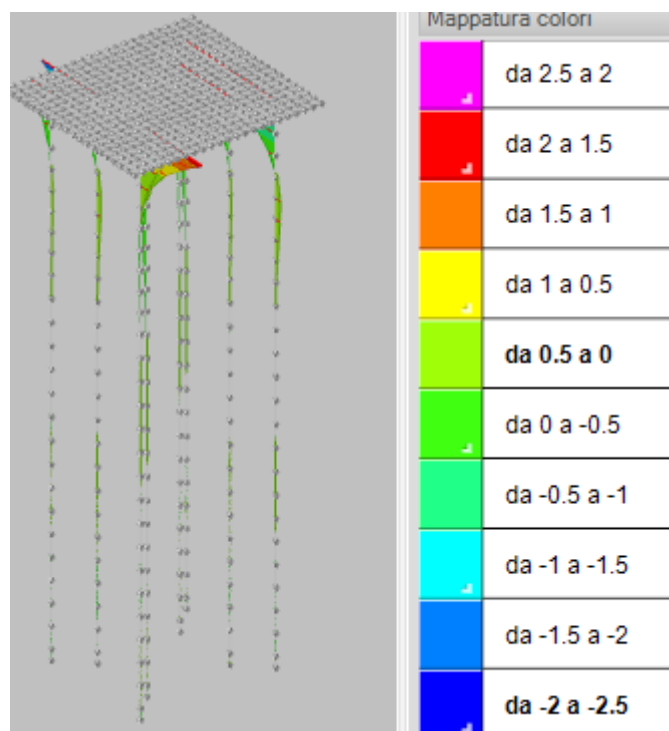


Figura 140 Momento M3 [kgm]

Si riporta la verifica del sistema di micropali.



Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio UNI10219 101.6x8
Diametro tubo 102 mm
Spessore tubo 8 mm
Lunghezza 12000 mm

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C16/20
Acciaio S355

Verifiche secondo DM18

Posizione					Taglio						PressoFlessione						Verifica
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
-200	-	-	4095	2112	-56	18	0	SLU 8	279043	4780.24	-12582	160723	-74334	SLU 3	22674285	140.65	Sl
-200	-	-	5995	2112	86	-8	0	SLU 8	279043	3249.35	5905	265938	-48991	SLU 8	22674285	85.24	Sl
-200	-	-	6595	2712	83	-23	0	SLU 8	279043	3225.26	17079	264409	-36585	SLU 8	22674285	85.58	Sl
-200	-	-	3495	2712	-53	7	0	SLU 8	279043	5236.12	-5606	162717	-82669	SLU 3	22674285	139.27	Sl
-200	-	-	6595	12	83	23	0	SLU 8	279043	3225.19	-17073	264411	-36585	SLU 8	22674285	85.58	Sl
-200	-	-	4095	612	-56	-18	0	SLU 8	279043	4779.6	12578	160716	-74333	SLU 3	22674285	140.65	Sl
-200	-	-	3495	12	-53	-7	0	SLU 8	279043	5237.33	5609	162725	-82669	SLU 3	22674285	139.26	Sl
-200	-	-	5995	612	86	8	0	SLU 8	279043	3249.31	-5899	265938	-48990	SLU 8	22674285	85.24	Sl
-1437	-	-	5995	612	122	2	0	SLU 8	279043	2295.95	-148	49921	-44553	SLU 8	22674285	454.2	Sl
-1437	-	-	3495	12	87	-2	0	SLU 8	279043	3196.42	128	47216	-85939	SLU 8	22674285	479.21	Sl
-1437	-	-	4095	612	87	-4	0	SLU 8	279043	3218.92	330	47263	-77723	SLU 8	22674285	479.73	Sl
-1437	-	-	6595	2712	121	-6	0	SLU 8	279043	2303.3	429	49884	-32741	SLU 8	22674285	454.52	Sl
-1437	-	-	6595	12	121	6	0	SLU 8	279043	2303.3	-428	49884	-32741	SLU 8	22674285	454.52	Sl
-1437	-	-	3495	2712	87	2	0	SLU 8	279043	3196.52	-127	47216	-85939	SLU 8	22674285	479.21	Sl

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf
-1437	-	-	4095	2112	87	4	0	SLU 8	279043	3218.8	-329	47264	-77723	SLU 8	22674285	479.73
-1437	-	-	5995	2112	122	-2	0	SLU 8	279043	2295.95	148	49921	-44553	SLU 8	22674285	454.2
-2674	-	-	4095	612	4	0	0	SLU 1	279043	10000	-862	-5075	-61581	SLU 2	22674285	4404.49
-2674	-	-	6595	2712	1	0	0	SLU 1	279043	10000	-1170	-12015	-28994	SLU 8	22674285	1878.33
-2674	-	-	4095	2112	4	0	0	SLU 1	279043	10000	862	-5076	-61581	SLU 2	22674285	4404.03
-2674	-	-	5995	612	1	0	0	SLU 1	279043	10000	404	-12119	-39298	SLU 8	22674285	1869.86
-2674	-	-	3495	2712	4	0	0	SLU 1	279043	10000	384	-5213	-69549	SLU 2	22674285	4338.25
-2674	-	-	3495	12	4	0	0	SLU 1	279043	10000	-384	-5213	-69549	SLU 3	22674285	4337.74
-2674	-	-	6595	12	1	0	0	SLU 1	279043	10000	1170	-12015	-28994	SLU 8	22674285	1878.33
-2674	-	-	5995	2112	1	0	0	SLU 1	279043	10000	-405	-12119	-39299	SLU 8	22674285	1869.87
-3910	-	-	5995	2112	-4	0	0	SLU 1	279043	10000	-51	-4856	-33769	SLU 8	22674285	4669.11
-3910	-	-	3495	2712	-2	0	0	SLU 1	279043	10000	44	-3959	-66125	SLU 8	22674285	5726.47
-3910	-	-	6595	12	-3	0	0	SLU 1	279043	10000	147	-4843	-25041	SLU 8	22674285	4679.87
-3910	-	-	3495	12	-2	0	0	SLU 1	279043	10000	-44	-3959	-66125	SLU 8	22674285	5726.38
-3910	-	-	4095	612	-2	0	0	SLU 1	279043	10000	-113	-3941	-59236	SLU 8	22674285	5751.04
-3910	-	-	6595	2712	-3	0	0	SLU 1	279043	10000	-147	-4843	-25041	SLU 8	22674285	4679.87
-3910	-	-	5995	612	-4	0	0	SLU 1	279043	10000	51	-4856	-33769	SLU 8	22674285	4669.12
-3910	-	-	4095	2112	-2	0	0	SLU 1	279043	10000	114	-3941	-59236	SLU 8	22674285	5750.92
-5147	-	-	6595	12	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	-32	148	-14970	SLU 1	22674285	10000
-5147	-	-	4095	612	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	26	-74	-29929	SLU 1	22674285	10000
-5147	-	-	4095	2112	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	-26	-74	-29930	SLU 1	22674285	10000
-5147	-	-	5995	2112	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	9	151	-18743	SLU 1	22674285	10000
-5147	-	-	3495	2712	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	-8	-70	-32028	SLU 1	22674285	10000
-5147	-	-	6595	2712	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	32	148	-14971	SLU 1	22674285	10000
-5147	-	-	5995	612	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	-9	151	-18743	SLU 1	22674285	10000
-5147	-	-	3495	12	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	8	-70	-32028	SLU 1	22674285	10000
-7002	-	-	4095	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	48	-21733	SLU 1	22674285	10000
-7002	-	-	5995	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	52	-14188	SLU 1	22674285	10000
-7002	-	-	5995	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	52	-14188	SLU 1	22674285	10000
-7002	-	-	6595	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	52	-11800	SLU 1	22674285	10000
-7002	-	-	3495	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	48	-23656	SLU 1	22674285	10000
-7002	-	-	3495	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	48	-23656	SLU 1	22674285	10000
-7002	-	-	6595	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	52	-11800	SLU 1	22674285	10000
-7002	-	-	4095	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	48	-21733	SLU 1	22674285	10000
-8239	-	-	4095	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	1	-3	-18707	SLU 1	22674285	10000
-8239	-	-	4095	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	-1	-3	-18707	SLU 1	22674285	10000
-8239	-	-	6595	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	1	-11	-10219	SLU 1	22674285	10000
-8239	-	-	3495	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-4	-20302	SLU 1	22674285	10000
-8239	-	-	3495	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-4	-20302	SLU 1	22674285	10000
-8239	-	-	6595	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	-1	-11	-10219	SLU 1	22674285	10000
-8239	-	-	5995	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-11	-12449	SLU 1	22674285	10000
-8239	-	-	5995	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-11	-12449	SLU 1	22674285	10000
-9476	-	-	4095	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-13062	SLU 1	22674285	10000
-9476	-	-	3495	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-14069	SLU 1	22674285	10000
-9476	-	-	4095	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-13062	SLU 1	22674285	10000
-9476	-	-	6595	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-7703	SLU 1	22674285	10000



-9476	-	-	5995	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-4	-9111	SLU 1	22674285	10000	Si
-9476	-	-	5995	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-4	-9111	SLU 1	22674285	10000	Si
-9476	-	-	3495	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-14069	SLU 1	22674285	10000	Si
-9476	-	-	6595	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-7703	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	3495	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-9974	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	3495	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-9974	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	6595	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-6181	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	5995	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-7020	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	5995	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-7020	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	4095	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-9374	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	4095	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-9374	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	6595	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-6181	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	4095	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4115	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	5995	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4041	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	4095	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4115	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	5995	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4041	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	3495	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4133	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	6595	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4015	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	6595	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4015	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	3495	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4133	SLU 1	22674285	10000	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 12914 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	3495.1	11.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-90452	-107241	129318	1.21	Si
-	-	3495.1	2711.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-90452	-107241	129318	1.21	Si
-	-	4095.1	611.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-82237	-99025	129318	1.31	Si
-	-	4095.1	2111.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-82237	-99025	129318	1.31	Si
-	-	5995.1	611.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-48990	-65779	129318	1.97	Si
-	-	5995.1	2111.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-48990	-65779	129318	1.97	Si
-	-	6595.1	11.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-36585	-53373	129318	2.42	Si
-	-	6595.1	2711.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-36585	-53373	129318	2.42	Si

Si riportano le principali sollecitazioni sulla platea.

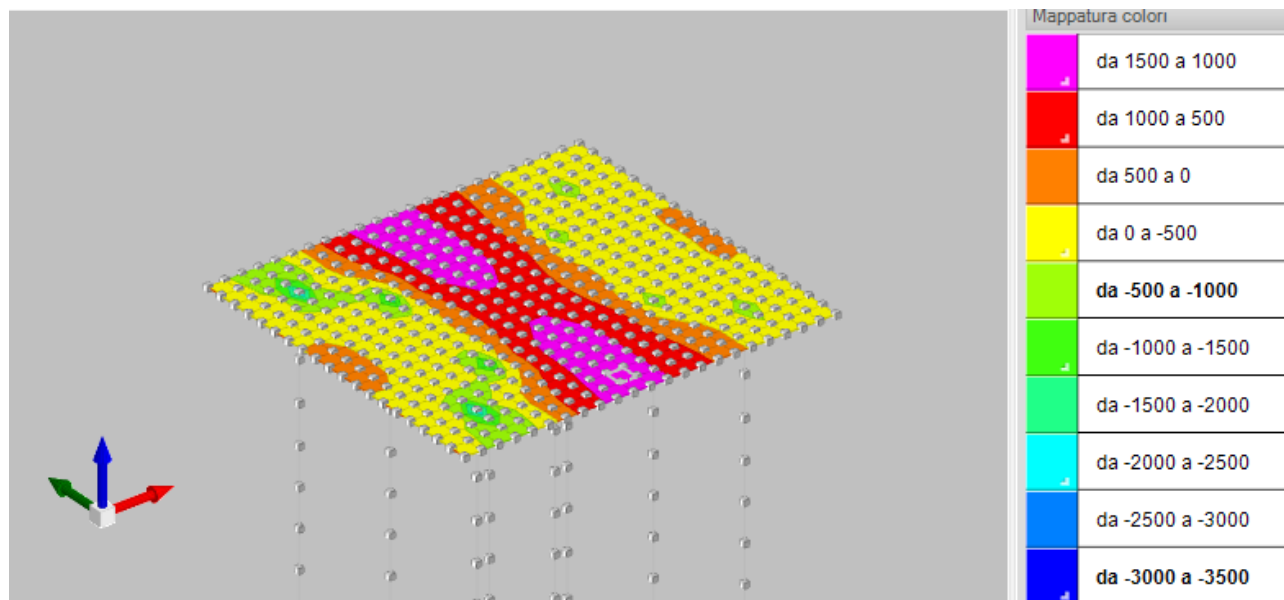


Figura 141 Momento Mxx in kgm/m

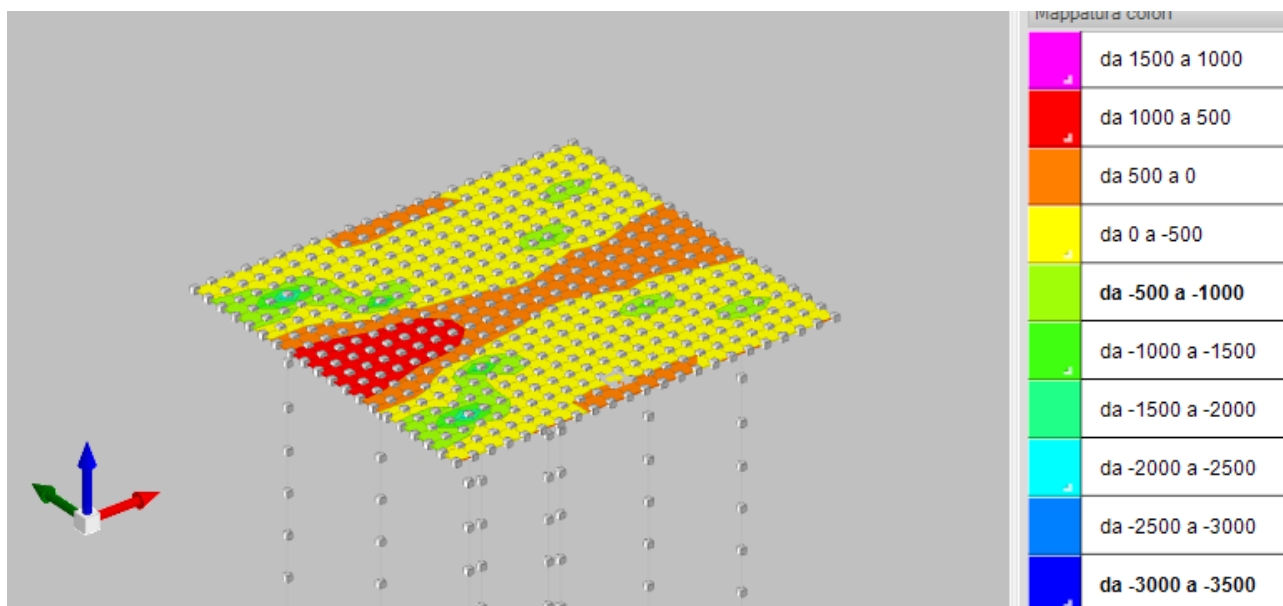


Figura 142 Momento Myy in kgm/m

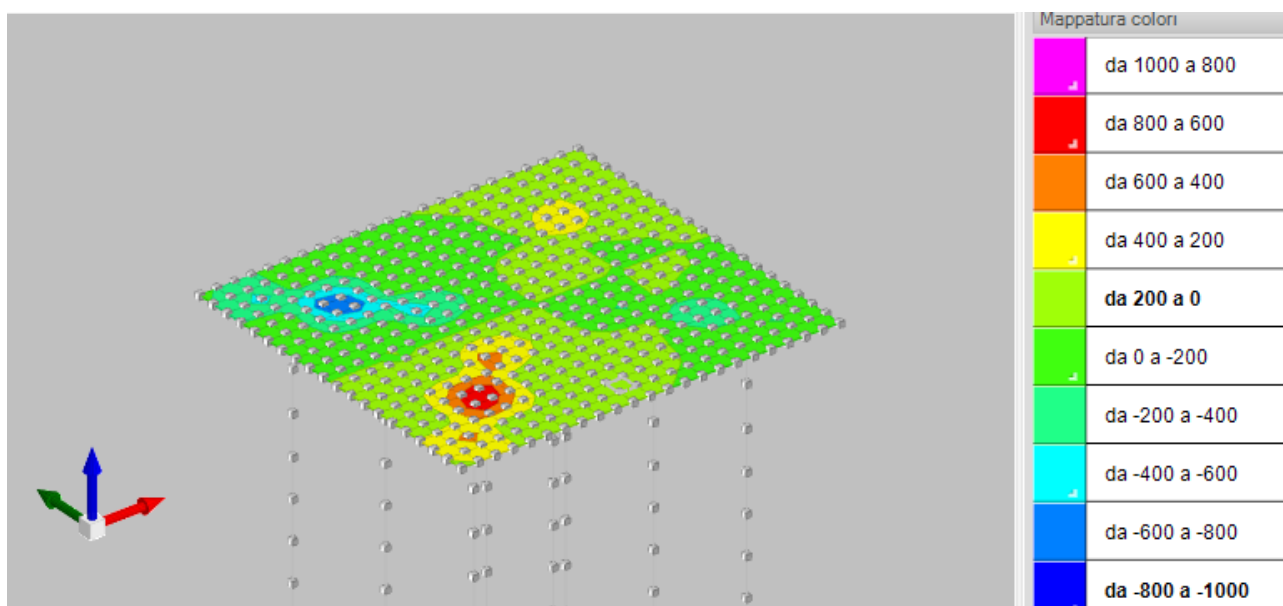


Figura 143 Momento Mxy in kgm/m

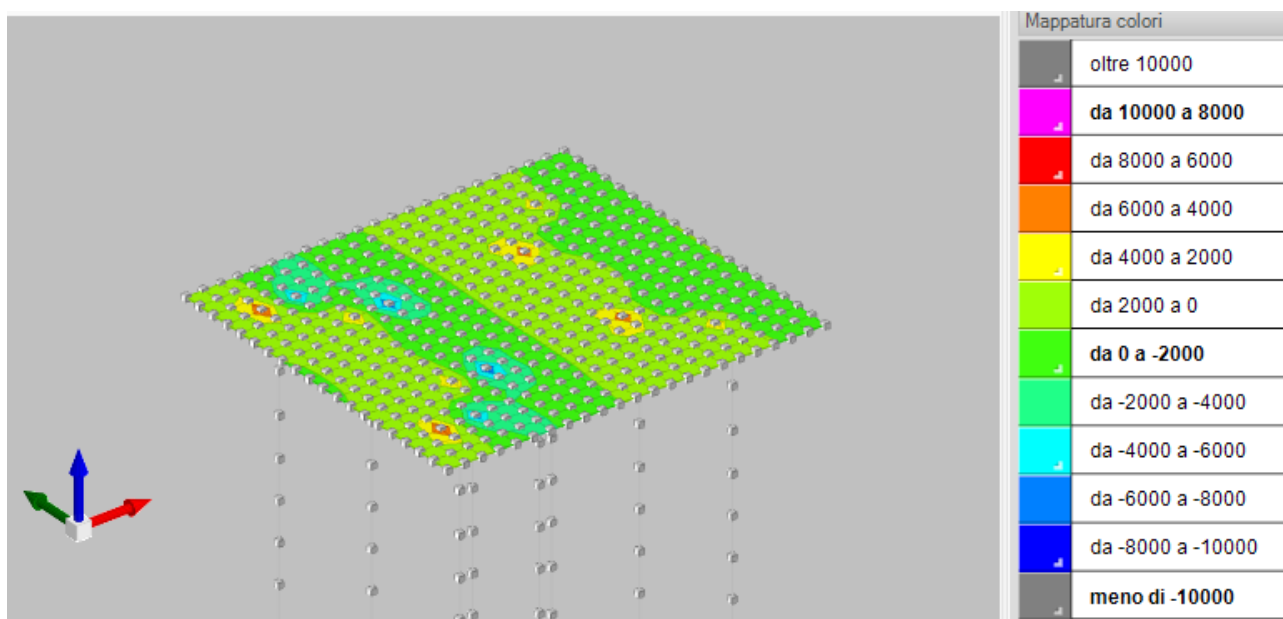


Figura 144 Taglio Vx in kg/m

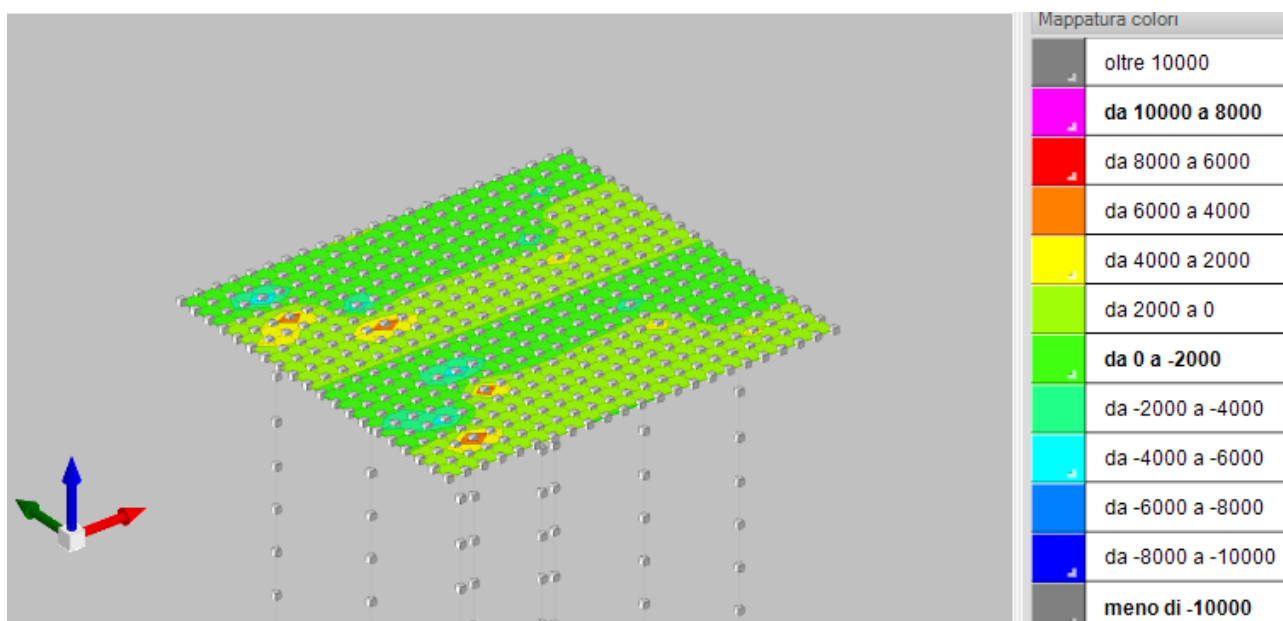


Figura 145 Taglio Vy in kg/m

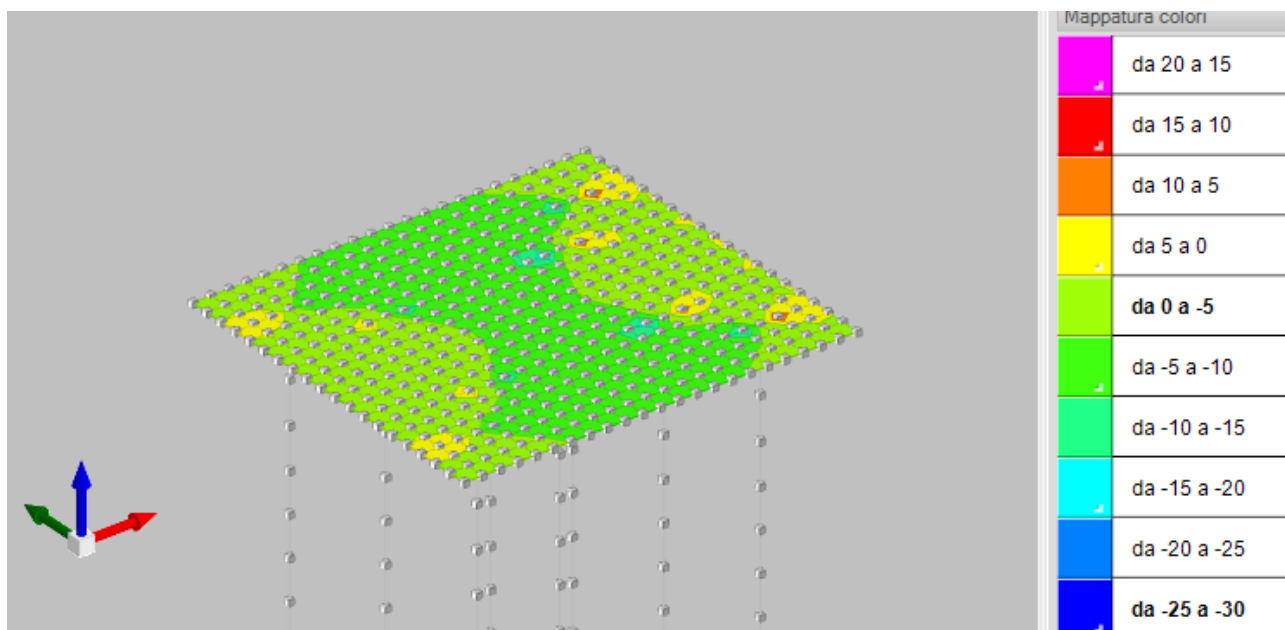


Figura 146 Fxx in kg/m

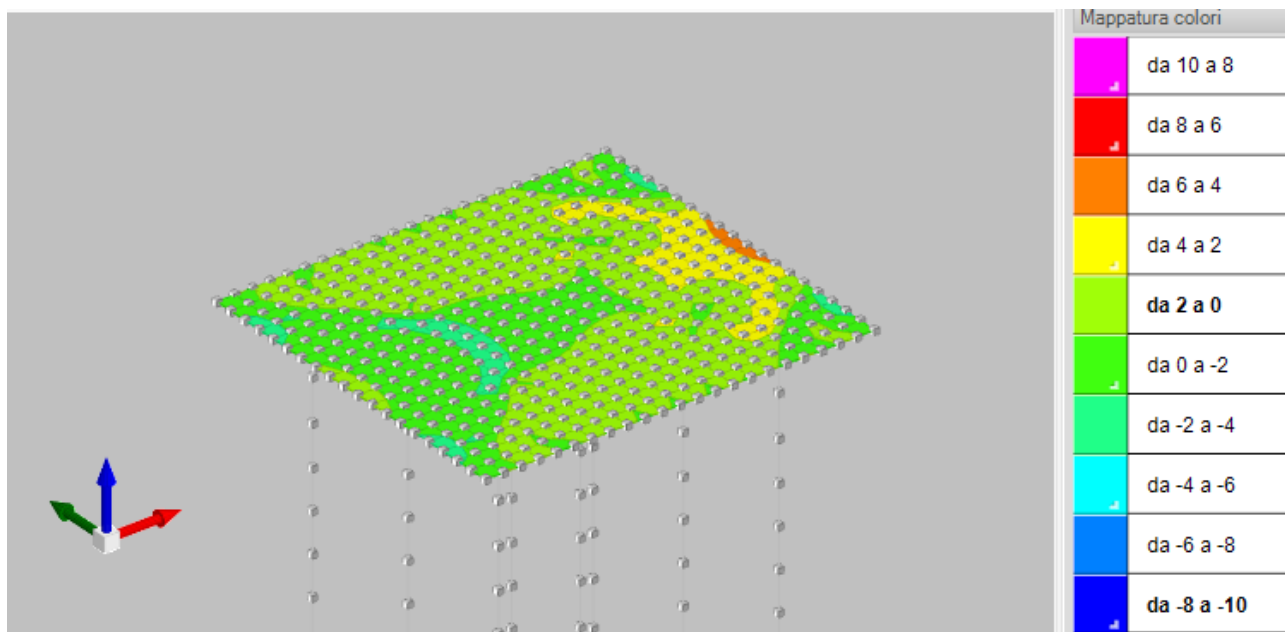


Figura 147 Fyy in kg/m

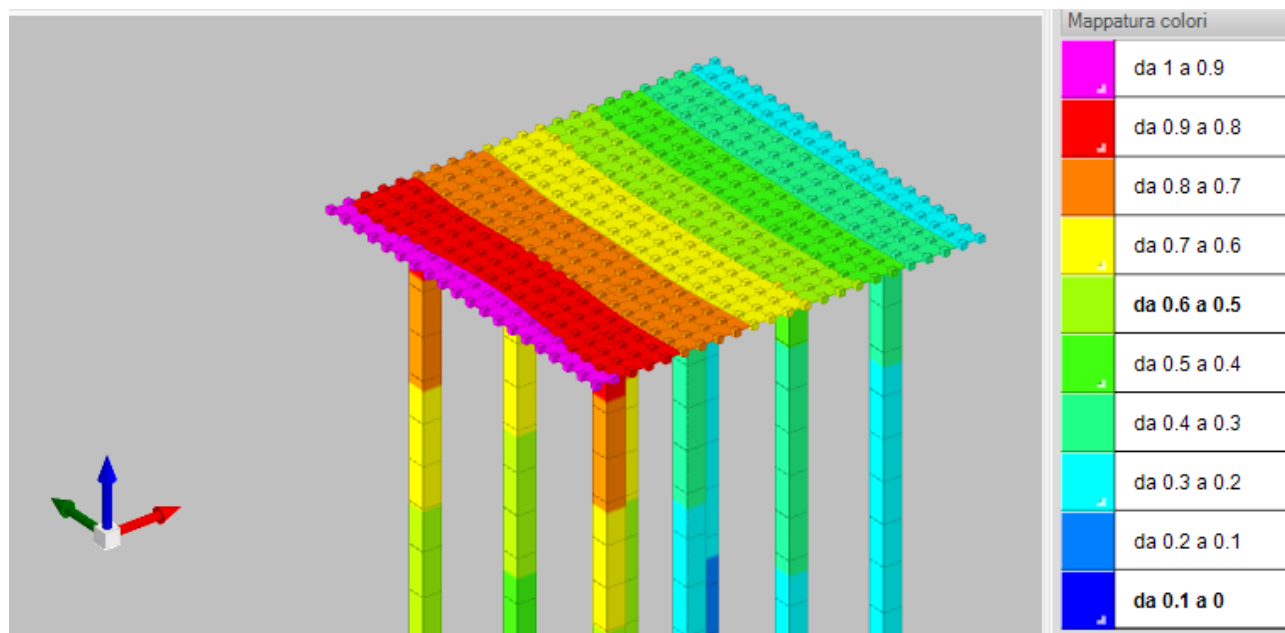


Figura 148 Spostamenti in combinazione SLE rara

Si riportano le verifiche della platea.



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500
Calcestruzzo: C25/30 Rck 300

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (289.5; -58.8; 0), direzione dell'asse X = (1; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 1; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.



Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Piastra di fondazione con comportamento non dissipativo pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
284	X	89.5	40	5.06	4.8	5.06	4.8	SLU 8	-158027	0	-694239	0	4.3932	SI
596	X	89.5	40	5.06	4.8	5.06	4.8	SLU 8	-157942	0	-694216	0	4.3954	SI
289	X	69.6	40	3.94	4.8	3.94	4.8	SLU 8	-122162	0	-539971	0	4.4201	SI
590	X	69.6	40	3.94	4.8	3.94	4.8	SLU 8	-122082	0	-539958	0	4.4229	SI
236	Y	70.4	40	3.98	3.6	3.98	3.6	SLU 8	-123468	0	-553846	0	4.4858	SI

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrds	Vrds	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
333	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLU 8	5179	0	14607	14607	0	79697	2.5	5.655	2.8205	SI
501	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLU 8	4930	0	14607	14607	0	79697	2.5	5.655	2.9627	SI
393	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLU 8	4921	0	14607	14607	0	79697	2.5	5.655	2.9685	SI
348	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLU 8	4760	0	14607	14607	0	79697	2.5	5.655	3.0689	SI
530	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLU 8	4750	0	14607	14607	0	79697	2.5	5.655	3.075	SI

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
284	X	89.5	40	5.06	4.8	5.06	4.8	SLE QP 2	-109624	0	-4.3	112.1	15	SI
596	X	89.5	40	5.06	4.8	5.06	4.8	SLE QP 2	-109565	0	-4.3	112.1	15	SI
289	X	69.6	40	3.94	4.8	3.94	4.8	SLE QP 2	-84723	0	-4.2	112.1	15	SI
590	X	69.6	40	3.94	4.8	3.94	4.8	SLE QP 2	-84667	0	-4.2	112.1	15	SI
236	Y	70.4	40	3.98	3.6	3.98	3.6	SLE QP 2	-85564	0	-4.2	112.1	15	SI

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
236	Y	70.4	40	3.98	3.6	3.98	3.6	SLE RA 2	-86133	0	52	3600	15	SI
627	Y	70.5	40	3.99	3.6	3.99	3.6	SLE RA 2	-86156	0	51.9	3600	15	SI
257	Y	90.6	40	5.13	3.6	5.13	3.6	SLE RA 2	-107365	0	50.3	3600	15	SI
622	Y	90.7	40	5.13	3.6	5.13	3.6	SLE RA 2	-107385	0	50.3	3600	15	SI
599	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	SLE RA 2	-117495	0	49.9	3600	15	SI

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

Verifiche punzonamento

Zone di punzonamento considerate

Nome	Lato punzonante	Verticali inferiori	Verticali superiori
Z1	Inferiore	Palo (349.5; 271.2; Fondazione) [cm]	
Z2	Inferiore	Palo (409.5; 211.2; Fondazione) [cm]	
Z3	Inferiore	Palo (409.5; 61.2; Fondazione) [cm]	
Z4	Inferiore	Palo (349.5; 1.2; Fondazione) [cm]	
Z5	Inferiore	Palo (659.5; 1.2; Fondazione) [cm]	
Z6	Inferiore	Palo (599.5; 61.2; Fondazione) [cm]	
Z7	Inferiore	Palo (659.5; 271.2; Fondazione) [cm]	
Z8	Inferiore	Palo (599.5; 211.2; Fondazione) [cm]	

Verifiche punzonamento U0 SLU

Zona	Lato	Comb.	ved	vrds,max	d	U0	VEd	Peso	Suolo	β	M1	M2	W11	W12	β	c.s.	Verifica
Z1	Inf.	SLU 8	3.67	28.22	35.8	68.7	8875	162	0 (6.39)	-64	1515	475	475	1.02	7.6986	SI	
Z4	Inf.	SLU 8	3.67	28.22	35.8	68.7	8875	162	0 (6.39)	64	1515	475	475	1.02	7.6986	SI	
Z2	Inf.	SLU 8	3.33	28.22	35.8	68.7	8053	162	0 (6.39)	-167	1488	475	475	1.02	8.4641	SI	
Z3	Inf.	SLU 8	3.33	28.22	35.8	68.7	8053	162	0 (6.39)	167	1488	475	475	1.02	8.4641	SI	
Z8	Inf.	SLU 8	2.06	28.22	35.8	68.7	4824	66	0 (6.39)	75	2830	475	475	1.05	13.6674	SI	

Verifiche punzonamento U1 SLU

Zona	Lato	Comb.	ved	vrds,c	d	Offset	U1	VEd	Peso	Suolo	β	M1	M2	W11	W12	β	c.s.	Verifica
Z4	Inf.	SLU 8	0.26	4.03	35.8	71.6	268	2427	6609	0 (6.39)	64	1515	10965	10919	1.01	15.7972	S1	
Z1	Inf.	SLU 8	0.26	4.03	35.8	71.6	268	2427	6609	0 (6.39)	-64	1515	10919	10965	1.01	15.7976	S1	
Z7	Inf.	SLU 8	0.17	4.03	35.8	71.6	255.9	1541	2109	0 (6.39)	216	2811	10656	9683	1.03	23.2699	S1	
Z5	Inf.	SLU 8	0.17	4.03	35.8	71.6	255.9	1541	2109	0 (6.39)	-216	2811	10628	9706	1.03	23.2712	S1	
Z8	Inf.	SLU 8	0.14	4.03	35.8	71.6	515.7	2464	2426	0 (6.39)	75	2830	26827	26827	1.01	29.8199	S1	

Verifica sistema di ancoraggio micropalo/piastra, si realizza un ancoraggio con piastra quadrata sommitale saldata al cordolo di lato 200 mm



Nmax=	9100	kg
Verifica piastra quadrata		
base piastra=	200	mm
altezza piastra=	200	mm
σ_{max} =	5.69375E-06	
fcd=	14.17	Mpa
l=	80.14692391	mm
	8.95	mm

17 CONCLUSIONI

La presente relazione riporta i risultati del calcolo strutturale condotto sulle strutture del Polo Tecnico Professionale di Lugo sezione professionale "E. Stoppa". Gli interventi di progetto sono volti ad incrementare il livello di sicurezza della struttura nei confronti delle vulnerabilità riscontrate con riferimento alle azioni di carattere statico, considerate in combinazione SLU e con riferimento alle azioni sismiche. La struttura oggetto di miglioramento sismico è una scuola con classe d'uso III, sottoposta al vincolo dei Beni Culturali. La richiesta, in termini di sicurezza minima, è definita dal completo soddisfacimento delle verifiche statiche in condizioni SLU e dal raggiungimento di un indicatore sismico minimo di 0.6. Gli interventi di progetto consentono il raggiungimento dei requisiti di sicurezza minimi richiesti.