

COMUNE DI SAN GIOVANNI VALDARNO

PROVINCIA DI AREZZO

**INTERVENTO DI RINFORZO LOCALE SU UN PILASTRO POSTO AL PIANO
RIALZATO DELL'ASILO NIDO COMUNALE DI VIA MILANO**

ALLEGATO

Ubicazione: via Milano - San Giovanni Valdarno

Progetto Esecutivo degli Interventi Strutturali

A10

COMMITTENTE

Amm.ne comunale di San Giovanni V.no

TIMBRO E FIRMA

PROGETTISTA E DL

Dott. Ing. ANDREA BORSI

TIMBRO E FIRMA

COLLABORATORE

Dott. Ing. FABIO COLLURA

0	EMISSIONE	F.C.	A.B.	GIUGNO 2018
REV	DESCRIZIONE	ESEG.	APPR.	DATA
OGGETTO: RELAZIONE OPERE STRUTTURALI		LAVORO N. 007.18	R02	
		52		

COMUNE DI SAN GIOVANNI VALDARNO
Provincia di AREZZO

OGGETTO:

**Intervento di rinforzo di un pilastro posto al piano rialzato
dell'Asilo Nido Comunale di via Milano**

Progetto Esecutivo delle OPERE STRUTTURALI

COMMITTENTE:

Amministrazione Comunale di San Giovanni Valdarno (AR)

UBICAZIONE:

Via Milano, San Giovanni Valdarno (AR)

A3 RELAZIONE TECNICA GENERALE
A4.a RELAZIONE MATERIALI ESISTENTI E LC
A4.b RELAZIONE MATERIALI IMPIEGATI
A8 RELAZIONE DI CALCOLO
A9 FASCICOLO DEI CALCOLI
A13 PIANO DI MANUTENZIONE

Progettista e DL delle Opere Strutturali:

DOTT. ING. ANDREA BORSI
N.914 ORDINE DEGLI INGEGNERI DI AREZZO
VIALE GIOTTO, 40 – 52027 – SAN GIOVANNI V.NO (AR)

Sommaro

A3	Relazione tecnica generale	3
1	Premessa	3
2	Stato attuale	3
2.1	Premessa	3
2.2	Descrizione dell'edificio	3
2.3	Ubicazione	4
3	Quadro fessurativo presente	4
4	Gli interventi di progetto	5
4.1	Premessa	5
4.2	Interventi finalizzati alla riduzione del rischio sismico	5
5	Normativa di riferimento	6
A4.a	Relazione materiali esistenti e LC	7
1	Rilievi strutturali e campagna di indagini sulle strutture	7
1.1	Premessa	7
2	Esito delle indagini	7
2.1	Murature esistenti	7
2.2	Il c.a. esistente	14
3	Livello di conoscenza LC	15
3.1	Valori dei parametri meccanici delle murature esistenti	16
3.2	Coefficienti parziali di sicurezza sui materiali (muratura)	16
A4.b	Relazione materiali impiegati	17
1	Opere di rinforzo con materiali compositi	17
1.1	Opere di rinforzo con SRP su pareti murarie o pilastri in muratura	17
1.2	Opere di rinforzo con SRP su travi in C.A.	17
A8	Relazione di calcolo	19
1	Premessa	19
2	Confinamento di colonne in muratura	19
3	Valutazione dei carichi	20
3.1	Condizioni di carico	20
3.2	Combinazioni di carico	21
3.3	Analisi dei carichi sui solai	24
3.4	Azione del sisma	30
A9	Fascicolo dei calcoli	39
1	Premessa	39
1.1	Esito delle verifiche tensionali a pressoflessione fuori dal piano (SLU-SP)	39
2	Descrizione degli interventi strutturali	43
3	Verifica rinforzo sul pilastro in muratura	44
3.1	Premessa	44
3.2	Verifica	44
A13	Piano di manutenzione	47
1	Premessa	47
2	Scopo	47
3	Manuale di manutenzione	48
4	Modalità di attuazione del piano	48
5	Programma di manutenzione	48
6	Opere strutturali	49
7	Schede di manutenzione	49

A3 Relazione tecnica generale

1 Premessa

La presente relazione è relativa all'intervento di rinforzo di un pilastro in muratura dell'**Asilo Nido Comunale Via Milano di San Giovanni V.no** ritenuto necessario sulla base dell'esito delle VERIFICHE DI VULNERABILITA' SIMICA eseguita dall'Ing. Giuseppe Garofalo nel Marzo del 2018.

Di seguito si farà riferimento allo studio di vulnerabilità sismica **VS** messo a disposizione dall'amministrazione comunale di San Giovanni V.no.

Relativamente alle opere strutturali questo intervento si configura come *intervento locale* ai sensi del DM 17/01/2018.

Le strutture sono state progettate sulla base delle destinazioni d'uso, delle caratteristiche geotecniche del sito e delle azioni degli agenti esterni (sisma e neve) nel rispetto della normativa vigente, in coerenza con quanto indicato in **VS**.

2 Stato attuale

2.1 Premessa

I dati di seguito riportati relativi all'edificio in esame sono stati recuperati dagli elaborati relativi a **VS** eseguita sull'edificio in oggetto.

I paragrafi che seguono descrivono gli elementi principali che concorrono alla determinazione del livello di conoscenza dell'edificio scolastico (come definito dalla circolare Circ.617/2009).

Tali elementi sono di tipo storico-critico, geometrico, strutturale, meccanico (caratteristiche dei materiali) e risultano fondamentali per poter tradurre caratterizzare analiticamente il comportamento strutturale dell'edificio e da esso poter individuare il livello di sicurezza, statico e sismico, dello stesso.

2.2 Descrizione dell'edificio

L'edificio risale al 1965, anno indicato come data dell'ultimazione dei lavori, pertanto è stato concepito in assenza di normativa sismica.

La struttura è caratterizzata da un unico corpo di fabbrica, formato da tre livelli più il sottotetto.

Geometricamente presenta pianta regolare di tipo rettangolare con dimensioni di circa 24,51m x 10,98m.

La copertura è a falde del tipo a capanna, l'altezza di sottogronda è di circa 9,23m sulla parte frontale e 11,06m sulla parte tergale.

Strutturalmente l'edificio è caratterizzato da:

- un piano seminterrato in cui sono state individuate murature di pietrame squadrate senza ricorsi di mattoni pieni per le pareti perimetrali e pareti di spina in muratura di mattoni pieni;
- un piano terra (o rialzato in quanto l'impalcato è posto a circa 2,30m sopra il piano stradale di accesso all'edificio) caratterizzato da murature perimetrali e di spina in muratura di mattoni pieni;
- un piano primo in cui sono stati individuate pareti perimetrali e di spina in muratura di mattoni pieni e malta di calce; mentre in alcune porzioni sono state riscontrate pareti con blocchi di laterizio forato di vecchia produzione tipo Occhialoni (porzione di parete di spina e porzioni di pareti perimetrali);
- sottotetto costituito da muratura di mattoni pieni e malta di calce su tutto il perimetro e in corrispondenza della muratura di spina.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti è stato rilevato quanto segue:

Il solaio di piano seminterrato è impostato su un sgattaiolato in pietrame; I solai di interpiano sono in laterocemento con travetti in laterizio armato completati con calcestruzzo; il solaio di sottotetto è composto da travetti di laterizio armato e tavelloni in laterizio.

La copertura è formata da travetti in laterizio armato, tavellonato e rasatura in cls.

2.3 Ubicazione

L'edificio è posto nel comune di San Giovanni Valdarno (AR) in via Milano, ad una quota di circa 133m s.l.m.. Catastralmente è identificato al Foglio 9 p.lla 319 del Comune di San Giovanni Valdarno (AR), coordinate geografiche Lat. 43,568319°N - Long. 11,530894°E.

3 Quadro fessurativo presente

Da un primo esame, la struttura appare nel complesso in buone condizioni (assenza di un quadro fessurativo rilevante).

L'unico evidente fenomeno fessurativo riguarda una lieve lesione verticale sulla parete Nord del vano scale in corrispondenza dell'apertura, tamponata, posta verso l'interno del fabbricato.

4 Gli interventi di progetto

4.1 Premessa

L'intervento in progetto si è reso necessario a seguito dell'esito dello studio **VS** in quanto è emersa una criticità localizzata nel pilastro posto al piano rialzato dell'edificio.

Il pilastro oggetto dell'intervento si trova nella quarta stanza del piano terra (rialzato), posizionata sulla destra rispetto all'atrio dell'ingresso principale.

In fase di verifica della vulnerabilità sismica sono state effettuate due ipotesi di intervento per eliminare la criticità rilevata sul pilastro:

- a) la prima ipotesi mediante inserimento di un telaio metallico di rinforzo;
- b) la seconda ipotesi consiste nella realizzazione di un rinforzo con fibra di acciaio sia per il pilastro sia per le travi in c.a. in spessore di solaio.

L'ipotesi scelta per la definizione dell'intervento è quella di realizzare un rinforzo per confinamento del pilastro in muratura e per flessione delle due travi in c.a. che poggiano sul pilastro (v. elaborato grafico S01), con materiale composito costituito da tessuto di fibre di acciaio in virtù della minore invasività del sistema.

4.2 Interventi finalizzati alla riduzione del rischio sismico

Gli interventi finalizzati alla eliminazione della criticità riscontrata sono i seguenti:

- al fine di rinforzare il pilastro in muratura di mattoni pieni posto al piano rialzato, sul quale appoggiano 2 travi in c.a. in spessore di solaio, verrà eseguito un confinamento mediante un doppio strato di materiale composito (fibra di acciaio a media densità tipo 3X2-G2000 HARDWIRE, *tipo GEOSTEEL G2000 o similare*) in matrice di malta minerale strutturale epossidica tixotropica, previa spicconatura dell'intonaco, regolarizzazione della superficie con stonatura degli spigoli;
- al fine di conseguire un rinforzo a flessione per le due travi in c.a. in spessore di solaio, sarà eseguito un intervento di rinforzo intradossale con la stessa metodologia utilizzata per il rinforzo del pilastro, mediante un doppio strato di materiale composito (fibra di acciaio a media densità 3x2-G2000 HARDWIRE, *tipo GEOSTEEL G2000 o similare*) applicata con strato di malta tixotropica, previa spicconatura dell'intonaco, regolarizzazione della superficie, con fissaggio delle estremità mediante connessioni a fiocco con la stessa fibra di acciaio.

5 Normativa di riferimento

Per la progettazione delle **opere strutturali** si è fatto riferimento alle seguenti normative:

♦ **DM 17 gennaio 2018 (pubblicato nella G.U. del 20 febbraio 2018, n.42)**

Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".

♦ **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617**

"Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

♦ **D.P.R. 380 del 06/06/2001**

"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

♦ **Delibera della Giunta Regionale n. 421 del 26.05.2014**

Aggiornamento dell'allegato 1 (elenco dei comuni) e dell'allegato 2 (mappa) della deliberazione GRT n. 878 dell'8 ottobre 2012, recante "Aggiornamento della classificazione sismica regionale in attuazione dell'O.P.C.M. 3519 /2006 ed ai sensi del D.M. 14.01.2008 - Revoca della DGRT 431/2006" e cessazione di efficacia dell'elenco dei Comuni a Maggior Rischio Sismico della Toscana (DGRT 841/2007).

♦ **Delibera della Giunta regionale n.606/2010 approvata in data 21/06/2010**

"Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti" - Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico della Regione Toscana.

♦ **CNR-DT 200/2004**

"Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati".

Da un punto di vista strutturale, l'intervento in oggetto si configura come **"intervento locale"** ai sensi del § 8.4.3 del DM 17/01/2018.

Il Progettista delle Opere Strutturali

Dott. Ing. Andrea Borsi

1 Rilievi strutturali e campagna di indagini sulle strutture

1.1 Premessa

Per lo studio **VS** sull'edificio è stata eseguita una campagna di saggi e di prove sperimentali, sia sulle strutture che sui terreni.

Nei mesi di Luglio e Agosto 2017 è stata eseguita una campagna di saggi sulle murature, sui solai, su alcuni elementi in c.a., su alcune architravi e sulle strutture fondali, che hanno permesso di individuare le caratteristiche tipologiche e in alcuni casi meccaniche (cls) dei materiali, e di verificare i dettagli costruttivi indicati nel giornale dei lavori originale dell'epoca.

Sempre in riferimento allo studio **VS**, la struttura inoltre è stata oggetto di un rilievo geometrico-strutturale completo.

Di seguito si riporta l'esito delle indagini effettuate.

2 Esito delle indagini

2.1 Murature esistenti

Dalle indagini riportate **nello studio di vulnerabilità statica e sismica** dell'edificio si ha:

Piano seminterrato

Muratura di pietrame squadrato con presenza ricorsi di mattoni pieni per quanto riguarda le pareti perimetrali e alcune pareti di spina

Muratura in mattoni pieni e malta di calce per quanto riguarda le pareti di spina interne.

Piano terra

Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Piano primo

Muratura in mattoni pieni e malta di calce per quanto riguarda le pareti perimetrali e gran parte della parete in muratura di spina.

Muratura in blocchi di laterizio forato di vecchia produzione tipo Occhialoni per quanto riguarda una porzione della parete di spina ed alcune porzioni di pareti perimetrali.

Per quanto riguarda il pilastro oggetto dell'intervento di rinforzo sono stati fatti saggi riportati negli elaborati grafici dello stesso studio (indicato con rif. SC5) e documentazione fotografica (allegata di seguito).

Piano sottotetto

Muratura in mattoni pieni e malta di calce

In sintesi, nell'edificio, sono state rilevate le seguenti tipologie murarie:

- muratura in pietre a spacco con buona tessitura;
- muratura in mattoni pieni e malta di calce;
- blocchi in laterizio forato di vecchia produzione tipo Occhialoni.

La zona oggetto di intervento, parete di spina del piano rialzato, è caratterizzata da muratura di mattoni pieni e malta di calce (compreso il pilastro oggetto del rinforzo).

I parametri meccanici della muratura esistente sono stati assunti mediante la Tab. C8A.2.1 della Circ. 617/2009:

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm 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)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14









A questo occorre aggiungere il contributo dei ricorsi o delle listature in mattoni pieni valutato ai sensi della Tab. C8A.2.2 della Circ. 617/2009:

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

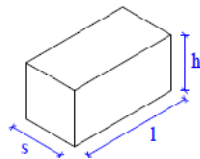
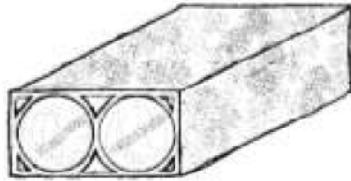
Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con spessore di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

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

Parametri meccanici	Valore minimo	Valore medio	Valore massimo	Valore base	Coefficiente correttivo	FC	Valore di calcolo
Modulo di elasticità normale, E	1500	1740	1980	1500 MPa	1		1500 MPa
Modulo di elasticità tangenziale, G	500	580	660	500 MPa	1		500 MPa
Resistenza a compressione, f _m	260	320	380	260 N / cm ²	1.1	1.35	211.852 N / cm ²
Resistenza a taglio, tau ₀	5.6	6.5	7.4	5.6 N / cm ²	1.1	1.35	4.56296 N / cm ²
Peso specifico, w		21					21 kN / m ³


<p>Coefficienti correttivi applicabili</p> <div>  Malta buona (1,3)  Ricorsi o listature (1,1)  Connessioni trasversali (1,3) </div> <div>  Nucleo scadente e/o ampio (0,8)  Iniezioni di miscele leganti (1,5)  Intonaco armato (1,5) </div>	<p>Coefficienti correttivi non applicabili</p> <div>  Giunti sottili </div> <p>Maggiori informazioni</p>	<p>Tipologia</p>  <p>Pietre a spacco</p> <p>Muratura in pietre a spacco con buona tessitura</p>
--	--	--

Per quanto riguarda invece le caratteristiche meccaniche della tipologia di muratura in “blocchi in laterizio forato di vecchia produzione tipo Occhialoni” caratterizzati da una percentuale di foratura tra 45% e 65%, data l'assenza di dati tecnici riportati in letteratura, vengono presi come riferimento i valori derivanti da studi specifici condotti in ambiente universitario (Antonio Borri, Alessandro De Maria - Università di Perugia).

<p><i>Muratura di blocchi di laterizi (occhialoni e forati in genere).</i> Muratura realizzata con laterizi forati soprannominati “occhialoni”, tessitura muraria regolare con filari orizzontali e sfalsamento dei giunti verticali. Questi elementi non presentano particolari caratteristiche strutturali ma vengono ugualmente utilizzati per realizzare murature portanti. Tipologia costruttiva recente.</p>											DESCRIZIONE
<p>Laterizi forati in genere ed in particolare gli “occhialoni”; elementi costruttivi non strutturali. Realizzata generalmente con malta cementizia di buona qualità.</p>											MATER.
<div><div></div><div>Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi: $s = 15 \div 30 \text{ cm}$ $h = 8 \div 14 \text{ cm}$ $l = 15 \div 40 \text{ cm}$</div><div></div></div>											GEOMETRIA
P.D.	MA.	F. EL.	S. G.	R. EL.	OR.	D. EL.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano	ANALISI
R	R	R	R	NR	R	R	Metodo punteggi	B	B	C	
N.B. elementi non resistenti. Foratura > 70%							LMT (sezione)		>155	>160	
							IQM	3	5	3	
							Parametri meccanici: valori MIN-MAX	f_m (N/cmq)	E (N/mmq)	τ_o (N/cmq)	
								183-307	924-1341	3,6-5,5	

☒ Muratura esistente
☐ Muratura nuova

Immagine della muratura



Scegli una immagine personalizzata...

Unità di misura

Secondo Normativa

Tipologia di muratura

Muratura in pietre a spacco con buona tessitura

Scegli tipologia...

Livello di conoscenza

LC-1

Caratteristiche meccaniche (valori di calcolo)

Modulo di Elasticità, E	1740 MPa
Modulo di Taglio, G	580 MPa
Resistenza a Compressione, f_m	211.852 N / cm ²
Resistenza a Taglio, τ_o	4.56296 N / cm ²
Peso Specifico, w	21 kN / m ³

Ricorsi o listature:

Resistenza a trazione

☒ Default

☐ Nulla


☒ Modalità standard

☐ Modalità avanzata

Visualizza

☒ Muratura esistente
☐ Muratura nuova

Immagine della muratura



Scegli una immagine personalizzata...

Unità di misura

U Secondo Normativa ▾

Tipologia di muratura

Muratura in mattoni pieni e malta di calce ▾

Scegli tipologia...

Livello di conoscenza

LC-1 ▾

Caratteristiche meccaniche (valori di calcolo)

Modulo di Elasticità, E	1500 MPa
Modulo di Taglio, G	500 MPa
Resistenza a Compressione, f_m	177.778 N / cm ²
Resistenza a Taglio, τ_o	4.44444 N / cm ²
Peso Specifico, w	18 kN / m ³

Nessun coefficiente correttivo applicato.

Resistenza a trazione


☒ Default
☐ Nulla

☒ Modalità standard
☐ Modalità avanzata

Visualizza

☒ Muratura esistente
☐ Muratura nuova

Immagine della muratura



Scegli una immagine personalizzata...

Unità di misura

U Secondo Normativa ▾

Tipologia di muratura

Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%) ▾

Scegli tipologia...

Livello di conoscenza

LC-1 ▾

Caratteristiche meccaniche (valori di calcolo)

Modulo di Elasticità, E	1132 MPa
Modulo di Taglio, G	300 MPa
Resistenza a Compressione, f_m	135.556 N / cm ²
Resistenza a Taglio, τ_o	2.66667 N / cm ²
Peso Specifico, w	12 kN / m ³

Nessun coefficiente correttivo applicato.

Resistenza a trazione

☒ Default
☐ Nulla

☒ Modalità standard
☐ Modalità avanzata

Visualizza

Nell'elaborato grafico S01 sono evidenziate le diverse tipologie murarie riscontrate ai vari piani ed in particolare nella zona di intervento.

Per quanto riguarda il pilastro in muratura si riporta di seguito la documentazione fotografica delle indagini effettuate dal quale si evince la tipologia di muratura in mattoni pieni:



Foto del saggio effettuato sul pilastro in muratura



Saggio SC5 sul pilastro in muratura

L'intervento di rinforzo è relativo al pilastro posto al piano rialzato che è risultato, dalle indagini, realizzato **in muratura di mattoni pieni e malta di calce**.

Dall'esame dei giunti di malta è stato inoltre valutata la presenza di giunti sottili che ha permesso l'utilizzo dei coefficienti correttivi dei parametri meccanici.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

2.2 Il c.a. esistente

Le parti esistenti in c.a. sono costituite dalle travi della pensilina dell'ingresso principale, dalle lame di facciata a forma trapezoidale in calcestruzzo e muratura, dalla soletta piena della pensilina laterale, dagli architravi sopra porte e finestre, dai cordoli sommitali in corrispondenza dei solai di sottotetto e dei solaio di interpiano e dai travetti in laterocemento dei sopracitati solai.

Nell'intervento in progetto è previsto il rinforzo delle travi in c.a. incidenti sul pilastro in muratura, queste sono state indicate negli elaborati delle indagini di larghezza 30cm ed altezza pari allo spessore del solaio di piano primo (v. elaborato grafico S01).

La caratterizzazione del calcestruzzo è stata effettuata mediante l'esecuzione di prelievi di carote schiacciate poi in laboratorio effettuate per la **VS**.

Dall'esito delle indagini condotte, nella modellazione e nelle verifiche locali riportate in **VS**, cautelativamente, è stato adottato un valore di resistenza del calcestruzzo pari a quello del tipo C20/25 con livello di conoscenza LC1.

3 Livello di conoscenza LC

Da quanto evidenziato in **VS**, la struttura è stata:

- oggetto di rilevamento geometrico-strutturale completo,
- per i dettagli costruttivi, oggetto di verifiche in situ limitate,
- e per le proprietà dei materiali di indagini in situ limitate,

raggiungendo un **livello di conoscenza LC1** (ai sensi del DM 14/01/2008 e Circ. n.618/2009).

A tale livello corrisponde un fattore di confidenza **FC** da utilizzare per le verifiche numeriche come ulteriore coefficiente di sicurezza pari a **1,35**.

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilevamento muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilevamento eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

3.1 Valori dei parametri meccanici delle murature esistenti

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche da utilizzarsi nelle verifiche si adottano i seguenti valori:

- i valori minimi di resistenza tra quelli proposti dalla Tab. C8A.2.1 (Circ. n.617 del 02/02/2009) per la tipologia muraria presa in considerazione;
- i valori medi dei moduli di elasticità.

3.2 Coefficienti parziali di sicurezza sui materiali (muratura)

Nel caso di analisi di tipo non lineare, comportamento non lineare della muratura, si assume un coefficiente parziale di sicurezza sui materiali pari a $\gamma_m = 1$ (C8.7.1.5).

Nel caso di analisi di tipo lineare si assumerà $\gamma_m = 3$ in assenza di azione sismica e $\gamma_m = 2$ per analisi di tipo sismico.

Il Progettista delle Opere Strutturali
Dott. Ing. Andrea Borsi

A4.b Relazione materiali impiegati

1 Opere di rinforzo con materiali compositi

1.1 Opere di rinforzo con SRP su pareti murarie o pilastri in muratura

Esecuzione di rinforzo strutturale di elementi in muratura mediante l'utilizzo di un sistema composito a base di tessuto unidirezionale in fibra di acciaio zinco galvanizzato ad altissima resistenza UHTSS 3X2-G2000 HARDWIRE™ impregnato con una matrice organica epossidica bi-componente tixotropica, da applicarsi direttamente alla struttura da rinforzare senza la necessità d'impiego del primer di aggrappo, previo eventuale trattamento di ripristino delle superfici degradate, fornito e posto in opera da appaltatori specializzati e di comprovata esperienza.

Caratteristiche prestazionali meccaniche della fibra:

- peso netto di fibra di ca 2000g/mq;
- tensione caratteristica a trazione 2800MPa;
- modulo elastico 190GPa;
- deformazione ultima a rottura 1,50%.

L'intervento si svolge nelle seguente fasi:

1. regolarizzazione della superficie con betoncino strutturale di calce idraulica naturale NHL5 nel caso di supporto in muratura; eventuale curvatura dello spigolo vivo con raggio di curvatura >20mm;
2. stesura di un primo strato di betoncino strutturale di malta tixotropica (tipo GeoLite Gel o similari) nel caso di utilizzo di fibre a media densità;
3. posa del tessuto in fibra di acciaio ad altissima resistenza avendo cura di garantire una completa impregnazione del tessuto evitando la formazione di eventuali vuoti;
4. esecuzione del secondo strato di betoncino strutturale di malta tixotropica nel caso di supporto in muratura con utilizzo di fibre a media densità;
5. la ripetizione delle fasi (3) e (4) per tutti gli strati previsti da progetto, sia in semplice sovrapposizione che in direzione ortogonale alla precedente;
6. la rimozione delle eventuali parti eccedenti di malta.

Il sistema di rinforzo deve garantire le caratteristiche minime prestazionali di progetto e i materiali devono essere certificati da laboratori riconosciuti a livello nazionale od internazionale.

1.2 Opere di rinforzo con SRP su travi in C.A.

Esecuzione di rinforzo strutturale di elementi in cemento armato mediante l'utilizzo di un sistema composito a base di tessuto unidirezionale in fibra di acciaio zinco galvanizzato ad altissima resistenza UHTSS 3X2-B4 HARDWIRE™ impregnato con una matrice organica epossidica bi-componente tixotropica ad elevata bagnabilità, da applicarsi direttamente alla struttura da rinforzare senza la necessità d'impiego del primer di aggrappo, previo eventuale trattamento di ripristino delle superfici degradate, fornito e posto in opera da appaltatori specializzati e di comprovata esperienza.

Caratteristiche prestazionali meccaniche della fibra:

- peso netto di fibra di ca 2000g/mq;
- tensione caratteristica a trazione 2800MPa;
- modulo elastico 190GPa;
- deformazione ultima a rottura 1,50%.

L'intervento si svolge nelle seguenti fasi:

1. regolarizzazione della superficie con betoncino strutturale di malta tixotropica tipo Geolite Gel o similari ; eventuale curvatura dello spigolo vivo con raggio di curvatura >20mm;
2. stesura di un primo strato di betoncino strutturale di malta tixotropica (tipo GeoLite Gel o similari) nel caso di supporto in calcestruzzo;
3. posa del tessuto in fibra di acciaio ad altissima resistenza avendo cura di garantire una completa impregnazione del tessuto evitando la formazione di eventuali vuoti;
4. esecuzione del secondo strato di betoncino strutturale di malta tixotropica nel caso di supporto in calcestruzzo;
5. la ripetizione delle fasi (3) e (4) per tutti gli strati previsti da progetto, sia in semplice sovrapposizione che in direzione ortogonale alla precedente;
6. la rimozione delle eventuali parti eccedenti di resina.

Le estremità della fascia di rinforzo sarà adeguatamente fissata mediante connessioni a fiocco iniettate con resina epossidica.

Il sistema di rinforzo deve garantire le caratteristiche minime prestazionali di progetto e i materiali devono essere certificati da laboratori riconosciuti a livello nazionale od internazionale.

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui alle Norme Tecniche vigenti emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici.

Il Progettista delle Opere Strutturali

Dott. Ing. Andrea Borsi

A8 Relazione di calcolo

1 Premessa

La presente relazione è relativa alla progettazione dell'intervento di tipo locale atto a conseguire il rinforzo del pilastro posto al piano primo dell'asilo nido di via Milano.

Per la definizione delle sollecitazioni di progetto si farà riferimento allo studio **VS**, di seguito si riportano le condizioni e combinazioni di carico che hanno determinato i valori di sollecitazione sul pilastro.

Il rinforzo permetterà un incremento per confinamento delle sollecitazioni di compressione sforzo prevalentemente assiale.

2 Confinamento di colonne in muratura

Il confinamento di elementi strutturali di muratura, sottoposti a prevalente sollecitazione di sforzo assiale, si attua attraverso la predisposizione di un sistema di elementi resistenti a trazione che, contrastando la dilatazione trasversale dell'elemento strutturale, conferiscono alla muratura un benefico stato di compressione triassiale.

Tali interventi risultano efficaci per il rinforzo di elementi integri in vista di un adeguamento statico o sismico della struttura di appartenenza quale risulta il caso in oggetto.

Con riferimento al documento tecnico DT200 del C.N.R. si riportano di seguito le equazioni che permettono di dimensionare un intervento di fasciatura trasversale con fibre metalliche.

In particolare la resistenza a compressione di calcolo f_{mcd} di un pilastro soggetto ad una pressione di confinamento f_1 può essere determinata con la seguente equazione:

$$f_{mcd} = f_{md} \cdot \left[1 + k' \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{md}} \right)^{\alpha_1} \right],$$

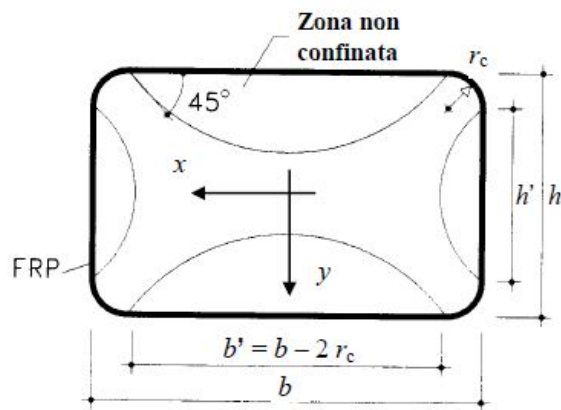
dove f_{md} è la resistenza a compressione di un pilastro in muratura non confinato, k' è un coefficiente adimensionale di incremento della resistenza e f_1' è la pressione effettiva di confinamento laterale.

Il coefficiente può assumere valori diversi in funzione del materiale e della tipologia del rinforzo utilizzato.

La pressione effettiva di confinamento vale:

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = k_H \cdot k_V \cdot f_1.$$

dove K_{eff} è un coefficiente di efficienza dipendente dall'efficienza orizzontale e verticale. Per un rinforzo continuo $k_v = 1$.



Visualizzazione dell'area effettiva confinata per sezioni rettangolari

In assenza di adeguate prove sperimentali, che ne comprovino l'efficacia, non va considerato l'effetto del confinamento esterno su sezioni rettangolari per le quali $b/h > 2$, ovvero $\max\{b, h\} > 900\text{mm}$

3 Valutazione dei carichi

L'analisi dei carichi sull'edificio, di seguito allegata, è dedotta da **VS**, per tale studio sono state eseguite le seguenti *analisi statiche sismiche*:

- n.4 analisi con distribuzione di forze proporzionali alla massa ($\pm X, \pm Y$);
- n.8 analisi con distribuzione di forze proporzionali alla massa ma con l'eccentricità aggiuntiva ($\pm e$);
- n.4 analisi con distribuzione di forze proporzionali all'accelerazione - triang ($\pm X, \pm Y$);
- n.8 analisi con distribuzione di forze proporzionali all'accelerazione ma con l'eccentricità aggiuntiva ($\pm e$);
- inoltre sono state analizzate due gruppi secondo una direzione generica di carico sismico (scansione angolare).

Le verifiche dell'intervento in oggetto sarà condotta sulla base dei risultati riscontrati da tali analisi.

Di seguito si riportano le condizioni di carico e combinazioni di carico adottate per tali verifiche.

3.1 Condizioni di carico

Condizioni di carico

Nome	Tipo	Favorevole	Sfavorevole	Principale
Gravity	Peso proprio		X	
Permanenti Strutturali	Carico permanente strutturale		X	
Permanenti Non Strutturali	Carico permanente non strutturale		X	
Permanenti Non Strutturali CD	Carico non strutturale compiutamente definito		X	

Variabili	Carico variabile		X	X
Concentrati	Carico concentrato		X	
Vento	Vento		X	X
Spinta delle terre			X	
Spostamenti				

3.2 Combinazioni di carico

3.2.1 Combinazioni di carico sismiche

L'azione sismica (E_d), relativa allo stato limite considerato, deve essere combinata con i valori caratteristici dei carichi permanenti e con i valori "quasi permanenti" dei carichi variabili. I medesimi carichi gravitazionali devono essere considerati sia per la sovrapposizione degli effetti (sollecitazioni, spostamenti, ecc) sia per il calcolo delle masse sismiche.

$$C_u = E_d + \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

Coefficienti di combinazione sismica:

Categoria - Azione variabile	$\Psi_{2, \text{sis}}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B Uffici	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

3.2.2 Combinazioni di carico non sismiche

Nell'ambito delle verifiche non sismiche si distingue tra verifiche di esercizio (SLE) e verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU).

Per ciascuna verifica i carichi vengono combinati secondo le prescrizioni di normativa:

- Combinazione Stati Limite Ultimi

$$C_u = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} \cdot \gamma_G^{(i)} + Q_k^{(1)} \cdot \gamma_Q^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \gamma_Q^{(i)} \psi_0^{(i)}$$

- Combinazioni Stati Limite di Esercizio

$$\text{Combinazione rara} \quad C_r = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + Q_k^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

$$\text{Combinazione frequente} \quad C_f = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + Q_k^{(1)} \cdot \psi_1^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

$$\text{Combinazione quasi permanente} \quad C_p = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

dove :

G_k valore caratteristico dei carichi permanenti

Q_k valore caratteristico dei carichi variabili

$Q_k^{(1)}$ carico variabile principale

I coefficienti ψ consentono di calcolare la quota del carico variabile in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento :

ψ_0 valore raro - P. superamento < 10%

ψ_1 valore frequente - P. superamento > 10%

ψ_2 quasi permanente - P. superamento > 50%

La norma riporta tali coefficienti in relazione alla destinazione d'uso degli ambienti:

Coefficienti di combinazione carichi variabili:

Categoria - Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
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

Le seguenti tabelle riassumono le combinazioni di carico adottate nell'ambito delle diverse analisi non sismiche eseguite.

Combinazioni di carico non sismiche

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Vert (Combinazione sismica)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	-	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----

Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----
Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLU # 04-000 (SLU)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.50
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Vento	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLU # 06-000 (SLU)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Variabili	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Vento	1.00	X	Sfavorevole	1.50
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	1.50

3.3 Analisi dei carichi sui solai

3.3.1 Carichi sui solai - stato attuale/stato di progetto

L'analisi dei carichi sui solai esistenti è stata effettuata sulla base del rilievo geometrico-strutturale effettuato nelle fase preliminari alla progettazione per lo studio **VS**.

ANALISI DEI CARICHI - STATO ATTUALE							
SA CARICHI CARATTERISTICI per UNITA' di SUPERFICIE	γ / p	b	h	int	daN/mq	kN/mq	
	kg/mc daN/m	m	m	m	daN/mq	kN/mq	
Piano terra e piano primo							
2a Solaio di calpestio laterocemento tipo SAP			H(cm) = 23.0			Sup. (mq) = 18.00	
G1 Pesi propri strutturali					G1 =	206	2.06
travetti in laterocemento	2500	0.1	0.12		0.45	67	
pignatte	850	0.3	0.16		0.45	91	
rasatura cls	2400	1	0.02		1	48	
G2 Sovraccarico permanente					G2 =	232	2.32
pavimento in graniglia di marmo	2400	1	0.02		1	48	
sottotondo	2200	1	0.02		1	44	
intonaco	2000	1	0.01		1	20	
tramezzi in forati di laterizio						120	
Q1 Sovraccarico variabile scuola					Q1 =	300	3.00
Piano sottotetto							
3a Solaio di calpestio laterocemento tipo SAP			H(cm) = 17.0			Sup. (mq) = 18.00	
G1 Pesi propri strutturali					G1 =	64	0.64
travetti in laterocemento	2500	0.1	0.12		1.1	28	
tavelle	900	1	0.04		1	36	
G2 Sovraccarico permanente					G2 =	20	0.20
intonaco	2000	1	0.01		1	20	
Q1 Sovraccarico variabile per manutenzione					Q1 =	50	0.50
Pensilina piccola							
4a Soletta piena in c.a.			H(cm) = 1.0			Sup. (mq) = 18.00	
G1 Pesi propri strutturali					G1 =	375	3.75
soletta piena in c.a.	2500	1	0.15		1	375	
G2 Sovraccarico permanente					G2 =	20	0.20
guaina						5	
intonaco	2000	1	0.01		1	20	
Q1 Sovraccarico variabile per manutenzione					Q1 =	50	0.50
Copertura							
5a Solaio a travetti in laterocemento e tavelle			H(cm) = 7.0			Sup. (mq) = 18.00	
G1 Pesi propri strutturali					G1 =	133	1.33
travetti in laterocemento	2500	0.07	0.12		0.85	25	
tavelle	900	1	0.04		1	36	
rasatura cls	2400	1	0.03		1	72	
G2 Sovraccarico permanente					G2 =	85	0.85
manto di copertura in tegole marsigliesi						80	
guaina						5	
Q1 Sovraccarico variabile scuola					Q1 =	200	2.00
Carico neve	1	80	1		1	80	
Carico per sola manutenzione	0	50	1		1	0	
Qman Combinazione n.2 (50% Qn + 100% Qman)						450	4.50
Carico neve	0.5	800	1		1	400	
Carico per sola manutenzione	1	50	1		1	50	

ANALISI DEI CARICHI (VALORI CARATTERISTICI) - STATO ATTUALE

SA CARICHI per UNITA' di SUPERFICIE	n	γ / p	b	d	int/h	daN/mq	kN/mq
		kg/mc daN/m	m	m	m	daN/mq	kN/mq
PIANO SOTTOTETTO							
2a Solaio in laterocemento: travetti e tavelle di intradosso							Sup. (mq) = 192,98
G1 Pesì propri strutturali							86 0,86
travetti in c.a.	1	2500	0,05	0,13	0,9	19	
cassero travetti in laterizio	1	1500	0,12	0,165	0,9	33	
tavelle in laterizio	1	950	1	0,035	1	34	
soletta in cls non armato	1	0	1	1	1	0	
G2 Sovraccarico permanente							68 0,68
intonaco armato di intradosso	1	2500	1	0,02	1	50	
intonaco	1	1800	1	0,01	1	18	
Qman Sovraccarico variabile							50 0,50
Carico per sola manutenzione	1	50	1	1	1	50	
COPERTURA							
3a Solaio piano in laterocemento: travetti e pignatte, con soletta in cls n.a.							Sup. (mq) = 213,28
G1 Pesì propri strutturali							221 2,21
travetti in c.a.	1	2500	0,05	0,13	0,45	37	
cassero travetti in laterizio	1	1500	0,12	0,165	0,45	66	
pignatte in laterizio	1	1300	1	0,035	1	46	
soletta in cls non armato	1	2400	1	0,03	1	72	
G2 Sovraccarico permanente							110 1,10
doppia guaina	10	1	1	1	1	10	
pendenza	1	2000	1	0,05	1	100	
Qn Combinazione n.1 (100% Qn + 0% Qman)							69 0,69
Carico neve	1	86	0,8	1	1	69	
Carico per sola manutenzione	0	50	1	1	1	0	
Qman Combinazione n.2 (50% Qn + 100% Qman)							85 0,85
Carico neve	0,5	86	0,8	1	1	35	
Carico per sola manutenzione	1	50	1	1	1	50	
4a Solaio incl. in laterocem.: travetti e tavelle di estradosso, soletta in cls allegg. armata							Sup. (mq) = 192,98
G1 Pesì propri strutturali							174 1,74
travetti in c.a.	1	2500	0,05	0,13	0,9	19	
cassero travetti in laterizio	1	1500	0,12	0,165	0,9	33	
tavelle in laterizio	1	950	1	0,035	1	34	
soletta in cls alleggerito armato	1	1750	1	0,05	1	88	
G2 Sovraccarico permanente							85 0,85
guaina	5	1	1	1	1	5	
manto in tegole marsigliesi di laterizio	80	1	1	1	1	80	
Qn Combinazione n.1 (100% Qn + 0% Qman)							69 0,69
Carico neve	1	86	0,8	1	1	69	
Carico per sola manutenzione	0	50	1	1	1	0	
Qman Combinazione n.2 (50% Qn + 100% Qman)							85 0,85
Carico neve	0,5	86	0,8	1	1	35	
Carico per sola manutenzione	1	50	1	1	1	50	

3.3.2 Azione del vento

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			133
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			27.020

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	456.29
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

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

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	I	II	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

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

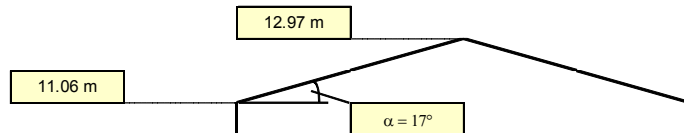
$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

z [m]	C _e
z ≤ 8	1.634
z = 11.06	1.852
z = 12.97	1.963

Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	B	133

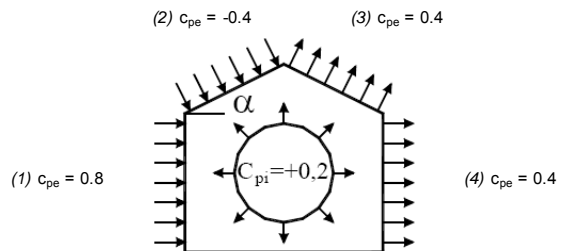
Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
IV	0.22	0.3	8	1



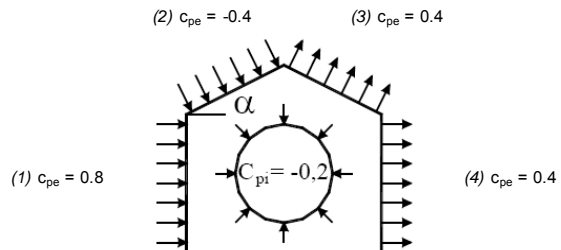
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	C _p	p [kN/mq]
	0.80	0.676
(2)	C _p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.358
(3)	C _p	p [kN/mq]
	0.40	0.358
(4)	C _p	p [kN/mq]
	0.40	0.338

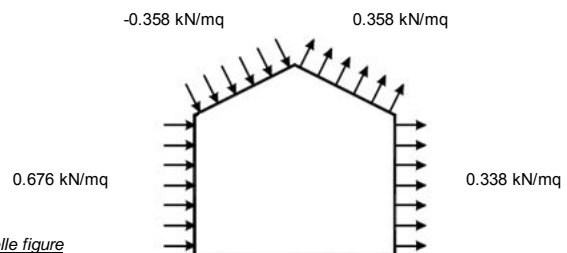


(1)	C _p	p [kN/mq]
	0.80	0.676
(2)	C _p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.358
(3)	C _p	p [kN/mq]
	0.40	0.358
(4)	C _p	p [kN/mq]
	0.40	0.338



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.676
(2)	-0.358
(3)	0.358
(4)	0.338



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

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

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

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

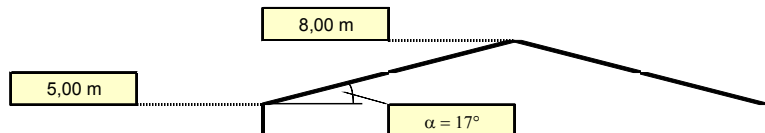
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	B	376

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
IV	0,22	0,3	8	1

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

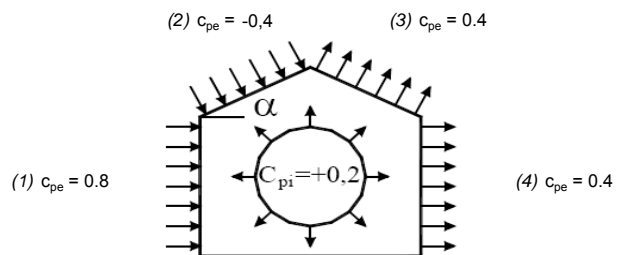
z [m]	c_e
$z \leq 8$	1,634
$z = 5$	1,634
$z = 8$	1,634



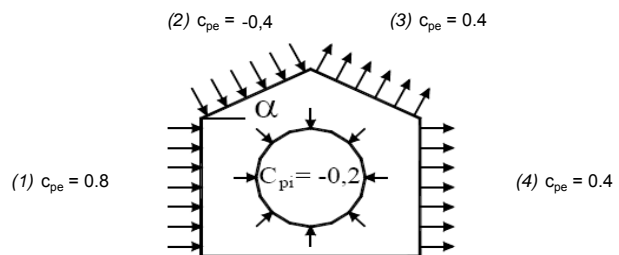
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,597
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0,40	-0,298
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,298
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,298

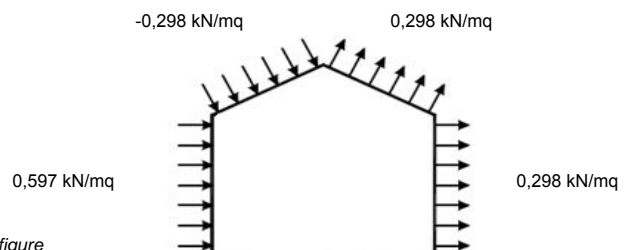


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,597
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0,40	-0,298
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,298
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,298



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,597
(2)	-0,298
(3)	0,298
(4)	0,298



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

3.3.3 Azione della neve

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

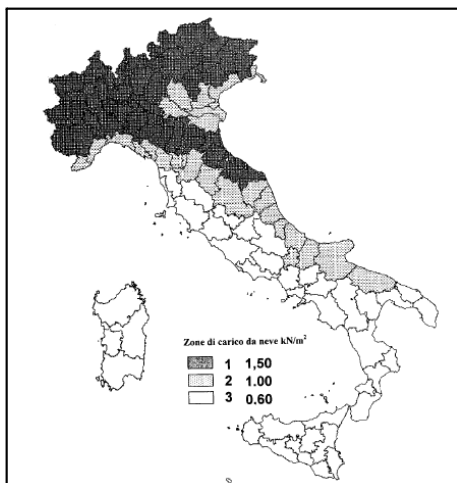
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i q_{sk} C_E C_t$
μ_i (coefficiente di forma)
q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
C_E (coefficiente di esposizione)
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	133
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.00

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 $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
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

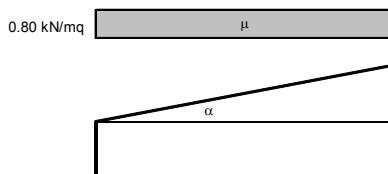
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.00
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	16
-----------------------------------	----

μ	0.8
-------	-----

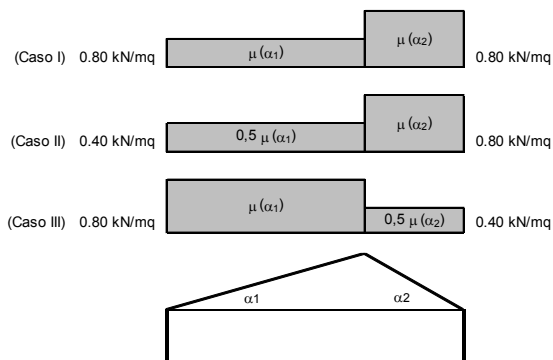


Coefficiente di forma (copertura a due falde)

α_1 (inclinazione falda [°])	17
α_2 (inclinazione falda [°])	16

$\mu(\alpha_1)$	0.8
-----------------	-----

$\mu(\alpha_2)$	0.8
-----------------	-----



3.4 Azione del sisma

3.4.1 Premessa

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico è costituito dallo spettro di progetto dato dalla normativa vigente, calcolato per le coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del sito in questione. Il moto orizzontale è composto da due componenti ortogonali indipendenti caratterizzate dallo spettro di progetto.

3.4.2 Individuazione sito di costruzione

Dati zona sismica:

L'edificio è posto nel comune di San Giovanni Valdarno (AR) in via Milano, ad una quota di circa 133m s.l.m.. Catastralmente è identificato al Foglio 9 p.lla 319 del Comune di San Giovanni Valdarno (AR), coordinate geografiche Lat. 43,568319 N - Long. 11,530894 E.

Sito di costruzione: San Giovanni Valdarno (AR) - via Milano

Zona sismica: 3 (Classificazione sismica regionale)

Coordinate: LONG. 11,530894° - LAT. 43,568319°

Contenuto tra ID reticolo: 20950 – 20951 - 21172 – 21173



3.4.3 Vita nominale e periodo di riferimento per l'azione sismica

Categoria	Opere ordinarie	Edifici rilevanti
Vita nominale	$V_N =$	≥ 50 anni
Classe d'uso	III, $C_u =$	1,5
Periodo di riferimento	$V_R =$	$C_u \cdot V_N = 75$ anni

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

3.4.4 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

I parametri per il calcolo dell'azione sismica di progetto vengono dedotti dalla **Relazione Geologica** allegata alla presente relazione di calcolo riportata in **VS**.

CATEGORIA DI SUOLO **C**

CATEGORIA TOPOGRAFICA **T1** \Rightarrow **$S_T = 1$**

3.4.5 Pericolosità sismica di base - a_g

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.051	2.606	0.267
SLD	75	0.061	2.642	0.280
SLV	712	0.142	2.408	0.303
SLC	1462	0.179	2.414	0.309

a_g accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido orizzontale

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
 T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

3.4.6 Spettri di risposta elastici su suolo rigido pianeggiante

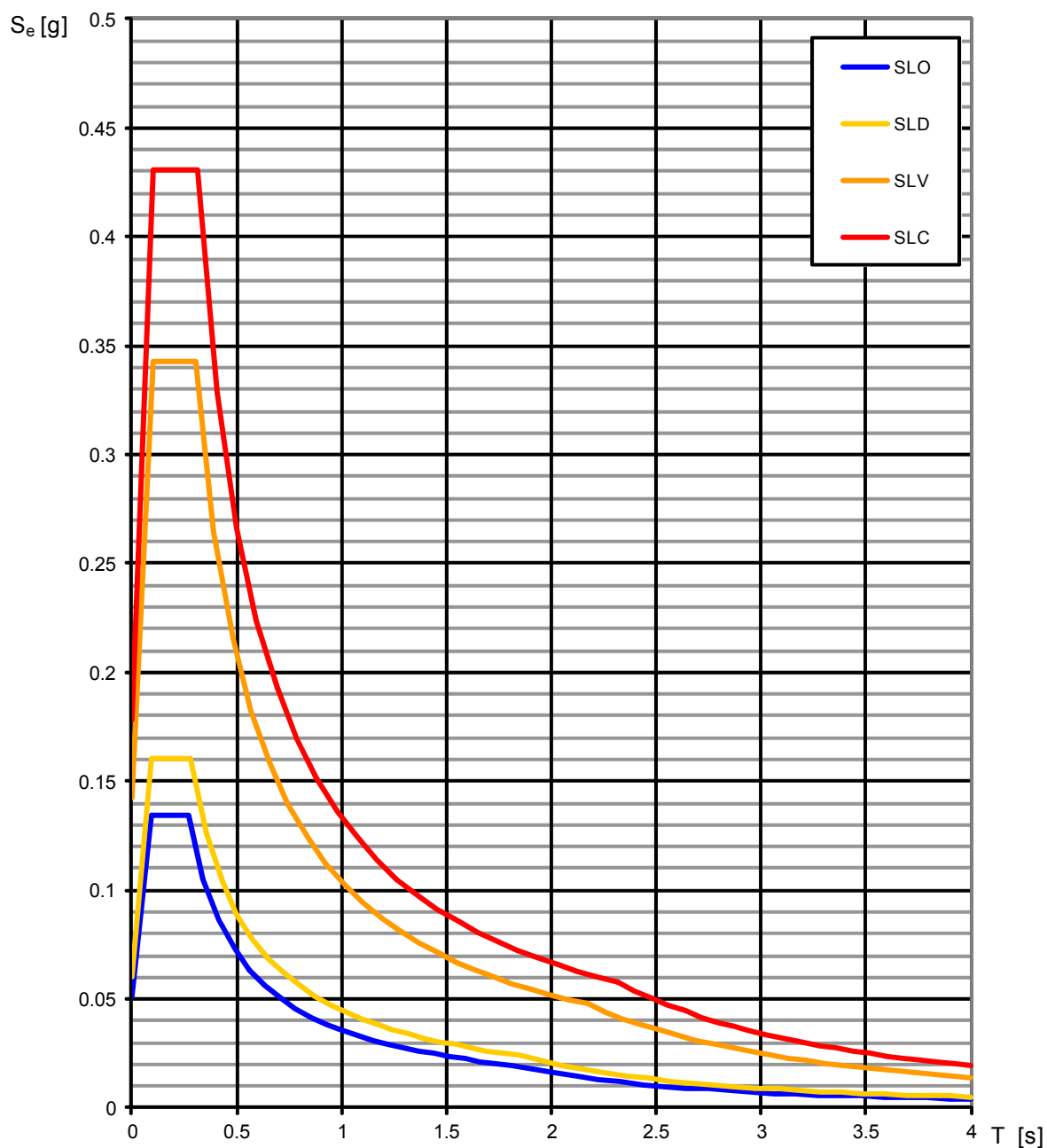
SLD = Stato limite di danno;

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita;

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso;

SLO = Stato limite di operatività.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



3.4.7 Spettro di progetto per gli stati limite ultimi (SLV)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV info

Rispostasismica locale

Categoria di sottosuolo C info
 Categoria topografica T1 info

$S_s =$ 1.494 info
 $h/H =$ 1.000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$C_c =$ 1.556 info
 $S_T =$ 1.000 info

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)
☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%) 5 info
 Fattore q_o 1 info

$\eta =$ 1.000 info
 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1 info
 $\eta =$ 1.000 info

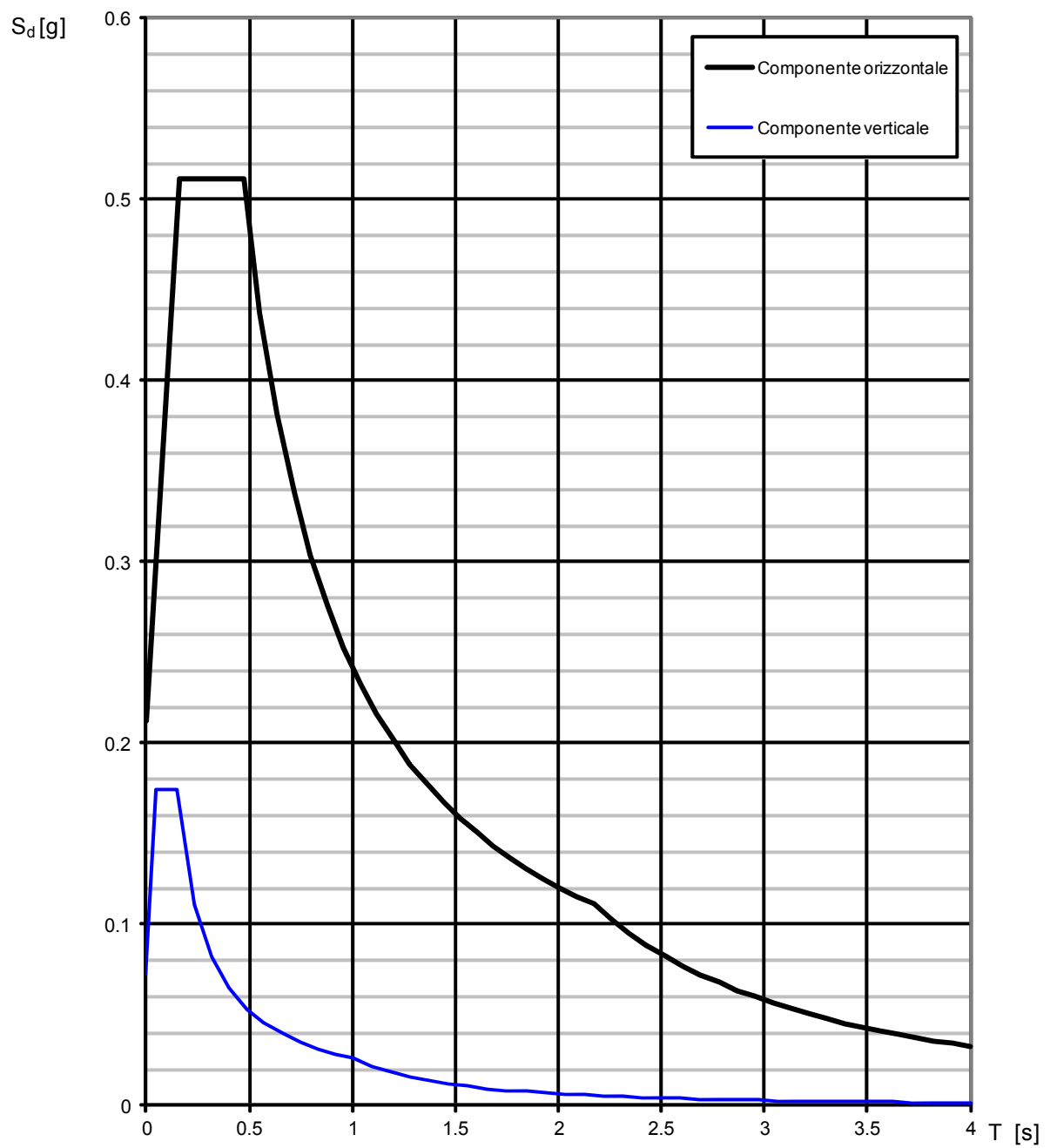
Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ➡
 Parametri e punti spettri di risposta ➡

- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.142 g
F_0	2.408
T_C^*	0.303 s
S_S	1.494
C_C	1.556
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.494
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.472 s
T_D	2.169 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.213
$T_B \leftarrow$	0.157	0.512
$T_C \leftarrow$	0.472	0.512
	0.553	0.437
	0.634	0.381
	0.715	0.338
	0.795	0.304
	0.876	0.276
	0.957	0.253
	1.038	0.233
	1.119	0.216
	1.199	0.202
	1.280	0.189
	1.361	0.178
	1.442	0.168
	1.523	0.159
	1.604	0.151
	1.684	0.144
	1.765	0.137
	1.846	0.131
	1.927	0.125
	2.008	0.120
	2.088	0.116
$T_D \leftarrow$	2.169	0.111
	2.256	0.103
	2.344	0.095
	2.431	0.089
	2.518	0.083
	2.605	0.077
	2.692	0.072
	2.779	0.068
	2.867	0.064
	2.954	0.060
	3.041	0.057
	3.128	0.054
	3.215	0.051
	3.303	0.048
	3.390	0.046
	3.477	0.043
	3.564	0.041
	3.651	0.039
	3.738	0.038
	3.826	0.036
	3.913	0.034
	4.000	0.033

3.4.8 Spettro di progetto per gli stati limite di esercizio (SLD)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLD [info](#)

Rispostasismica locale

Categoria di sottosuolo C [info](#)

Categoria topografica T1 [info](#)

$S_s =$ 1.500 $C_c =$ 1.598 [info](#)

$h/H =$ 1.000 $S_T =$ 1.000 [info](#)

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 [info](#)

Fattore q_o 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1.000 [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta [II](#)

Parametri e punti spettri di risposta [II](#)

Spettri di risposta

$S_{d,o}$ [g]

$S_{d,v}$ [g]

S_e [g]

T [s]	$S_{d,o}$ [g]	$S_{d,v}$ [g]	S_e [g]
0.1	0.24	0.05	0.16
0.2	0.24	0.04	0.16
0.5	0.18	0.03	0.10
1.0	0.10	0.02	0.05
2.0	0.05	0.01	0.02
3.0	0.03	0.01	0.01
4.0	0.02	0.01	0.01

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

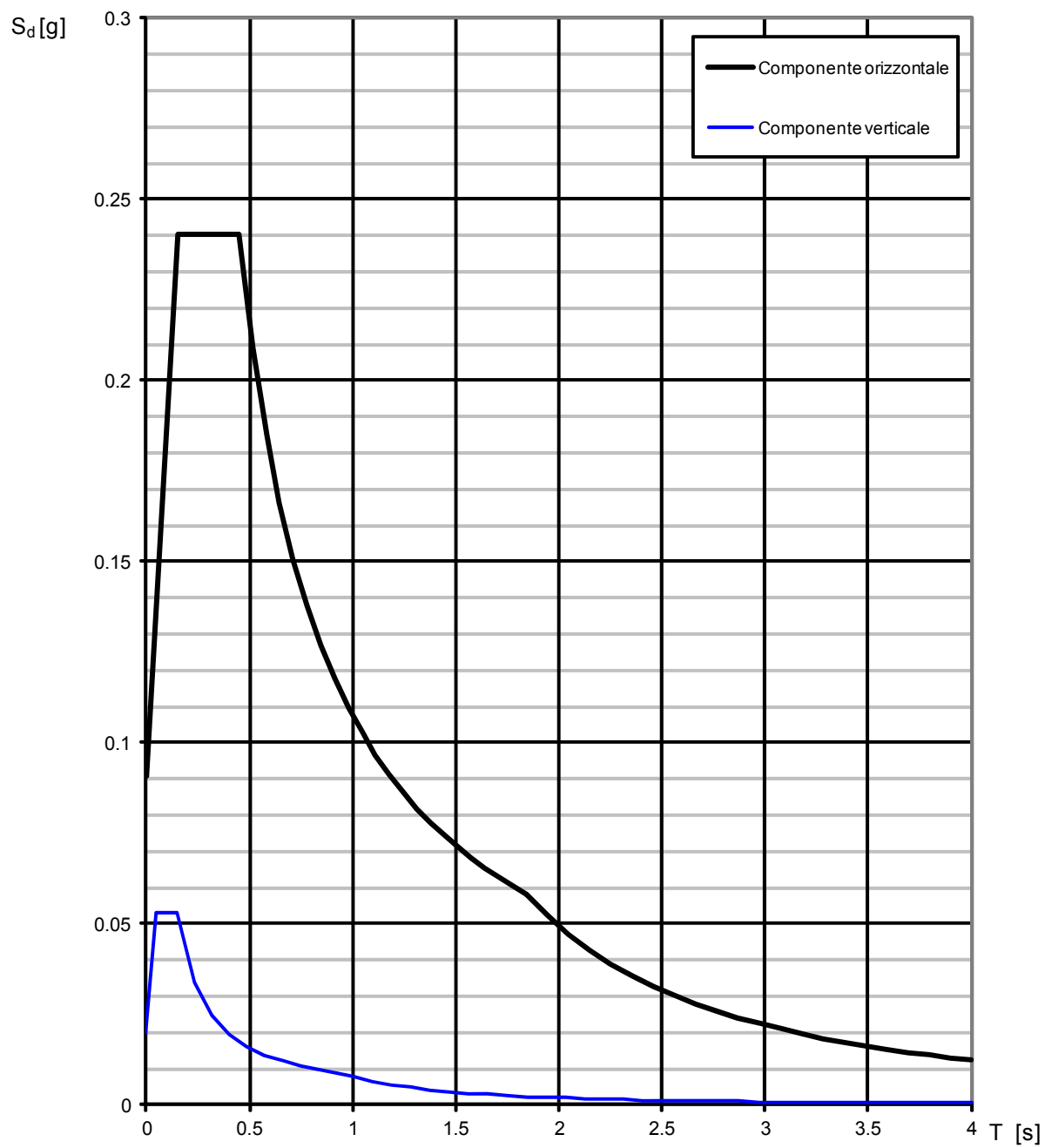
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Lavoro:
007.18 Asilo Nido Via Milano

Nome file:
007.18 E R02 R0

Giu 2018
Pagina 36 di 52

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.061 g
F_o	2.642
T_C^*	0.280 s
S_S	1.500
C_C	1.598
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.149 s
T_C	0.447 s
T_D	1.842 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.091
$T_B \leftarrow$	0.149	0.240
$T_C \leftarrow$	0.447	0.240
	0.514	0.209
	0.580	0.185
	0.647	0.166
	0.713	0.151
	0.780	0.138
	0.846	0.127
	0.912	0.118
	0.979	0.110
	1.045	0.103
	1.112	0.097
	1.178	0.091
	1.245	0.086
	1.311	0.082
	1.377	0.078
	1.444	0.074
	1.510	0.071
	1.577	0.068
	1.643	0.065
	1.710	0.063
	1.776	0.061
$T_D \leftarrow$	1.842	0.058
	1.945	0.052
	2.048	0.047
	2.151	0.043
	2.253	0.039
	2.356	0.036
	2.459	0.033
	2.562	0.030
	2.664	0.028
	2.767	0.026
	2.870	0.024
	2.973	0.022
	3.075	0.021
	3.178	0.020
	3.281	0.018
	3.384	0.017
	3.486	0.016
	3.589	0.015
	3.692	0.015
	3.795	0.014
	3.897	0.013
	4.000	0.012

Il Progettista delle Opere Strutturali

Dott. Ing. Andrea Borsi

A9 Fascicolo dei calcoli

1 Premessa

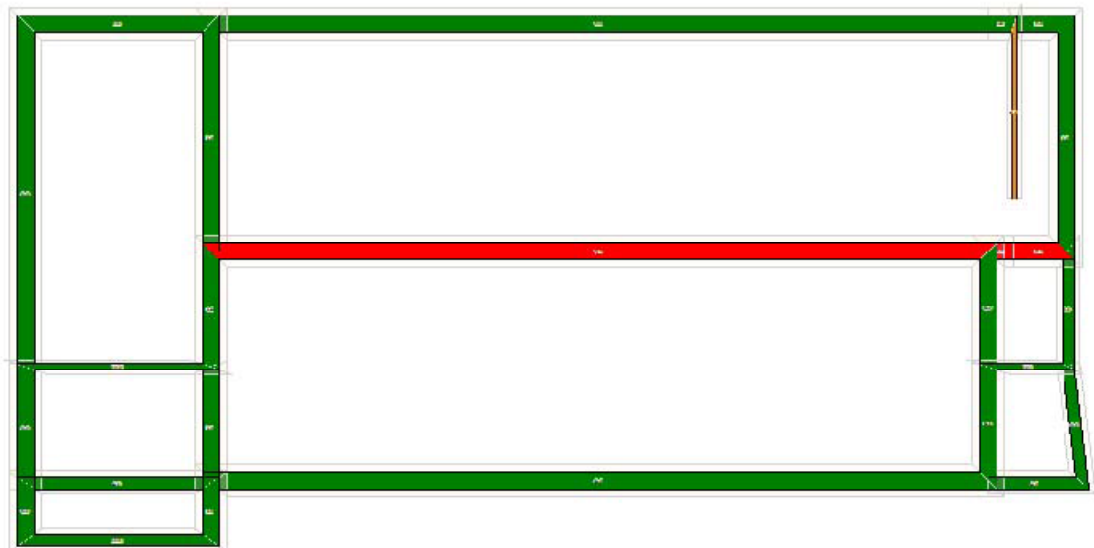
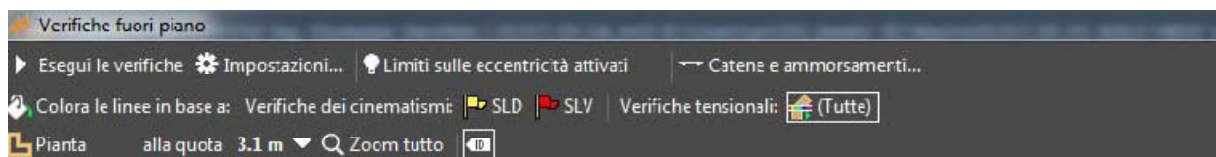
La verifica dell'intervento locale è fatta sulla base dei risultati della **VS**.

In particolare la criticità del pilastro è messa in evidenza nella parte di esito delle verifiche tensionali a pressoflessione fuori dal piano riportate nel suddetto studio.

1.1 Esito delle verifiche tensionali a pressoflessione fuori dal piano (SLU-SP)

Dall'esito delle verifiche effettuate nella **VS** viene messa in evidenza la criticità riscontrata nel pilastro oggetto dell'intervento.

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche effettuate nella valutazione di vulnerabilità sismica che mette in evidenza la carenza sul pilastro in muratura di dimensioni **30x42cm**, in particolare si riportano rispettivamente la schermata di sintesi e tabella riepilogativa delle verifiche statiche a pressoflessione delle pareti murarie



Estratto dalla VS: Esito verifica a pressoflessione fuori dal piano (parete 7)

✓ Esito delle verifiche Orizzontale

Verifiche dei cinatismi Verifiche tensionali

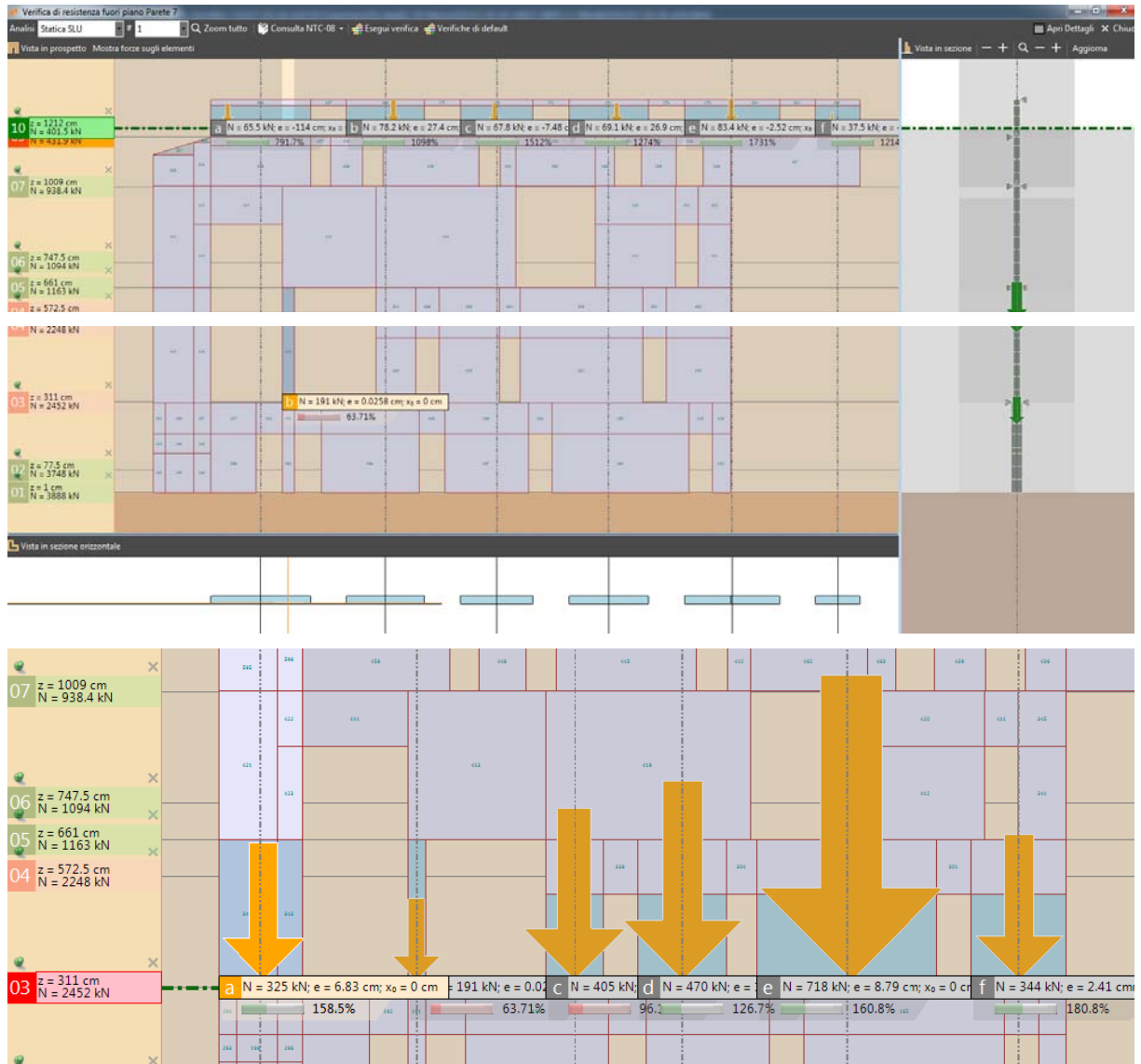
+ - Analisi: (Tutte) 🏠 Dettagli... 🗑 Elimina tutte

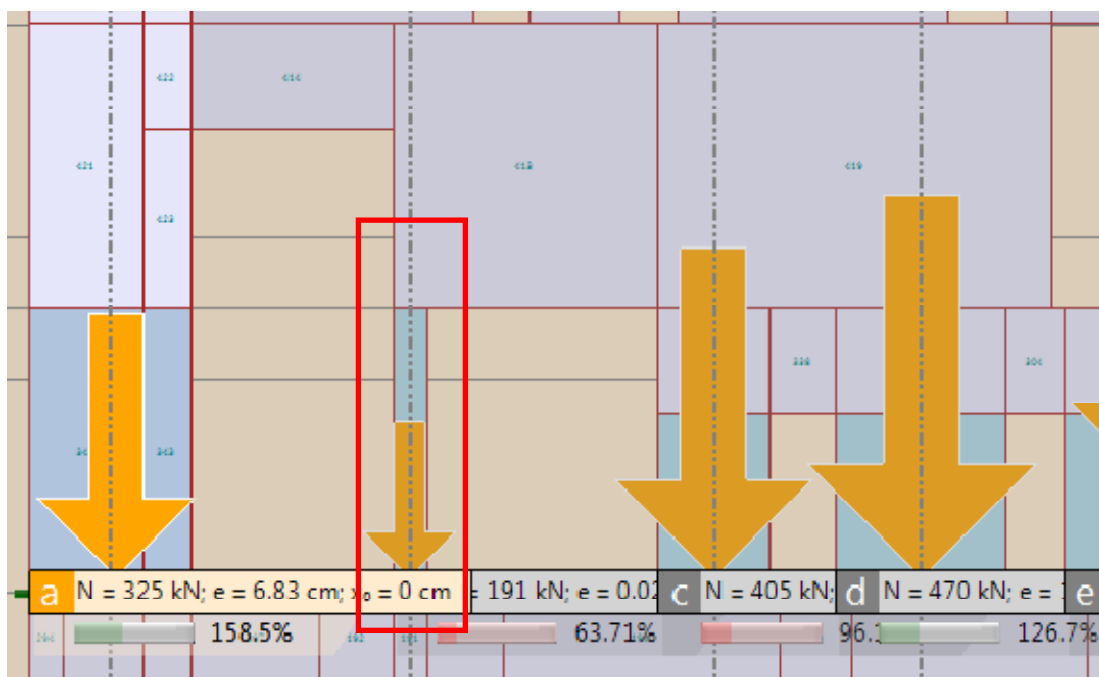
Analisi, combinazione di carico	Sezione, sub-fascia	SLV
+ Analisi Vert; Parete 1; Fasce 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 e 1.6		181%
+ Analisi Vert; Parete 2; Fasce 2.1 e 2.2		252%
+ Analisi Vert; Parete 3; Fascia 3.1		1195%
+ Analisi Vert; Parete 4; Fasce 4.1, 4.2 e 4.3		203%
+ Analisi Vert; Parete 5; Fasce 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5		261%
+ Analisi Vert; Parete 6; Fasce 6.1, 6.2, 6.3 e 6.4		303%
+ Analisi Vert; Parete 7; Fasce 7.1, 7.2, 7.3, 7.4 e 7.5		Ecc. long. oltre i limiti. 98%
+ Analisi Vert; Parete 8; Fasce 8.1, 8.2 e 8.3		157%
+ Analisi Vert; Parete 9; Fascia 9.1		Ecc. tras. oltre i limiti. 978%
+ Analisi Vert; Parete 11; Fascia 11.1		1172%
+ Analisi Vert; Parete 12; Fasce 12.1 e 12.2		490%
+ Analisi Statica SLU; Parete 1; Fasce 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 e 1.6		118%
+ Analisi Statica SLU; Parete 2; Fasce 2.1 e 2.2		177%
+ Analisi Statica SLU; Parete 3; Fascia 3.1		815%
+ Analisi Statica SLU; Parete 4; Fasce 4.1, 4.2 e 4.3		134%
+ Analisi Statica SLU; Parete 5; Fasce 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5		181%
+ Analisi Statica SLU; Parete 6; Fasce 6.1, 6.2, 6.3 e 6.4		198%
+ Analisi Statica SLU; Parete 7; Fasce 7.1, 7.2, 7.3, 7.4 e 7.5		Ecc. long. oltre i limiti. 55%
+ Analisi Statica SLU; Parete 8; Fasce 8.1, 8.2 e 8.3		139%
+ Analisi Statica SLU; Parete 9; Fascia 9.1		Ecc. tras. oltre i limiti. 758%
+ Analisi Statica SLU; Parete 11; Fascia 11.1		862%
+ Analisi Statica SLU; Parete 12; Fasce 12.1 e 12.2		340%

Estratto dalla VS: Tabella riepilogativa – Esito verifica a pressoflessione fuori dal piano

NOTA: Le parti in arancio si riferiscono a limiti di eccentricità non verificati anche se la verifica è soddisfatta; ciò è ammissibile trattandosi di edificio esistente.

Tralasciando le parti evidenziate con colorazione arancione dovuta ad eccentricità trasversale, in quanto tale verifica è sostanzialmente concepita per edifici nuovi e non per quelli esistenti (come chiaramente evidenziato in **VS**), la maggiore criticità riguarda in effetti l'unica verifica "effettivamente" non soddisfatta, è quella relativa alla **parete di spina (parete n.7)** il cui esito non risulta affetto da limiti di eccentricità superati.





Visualizzazione delle sollecitazioni massime della parete 7 con evidenza del pilastro in muratura (riquadro rosso)

In particolare non risulta verificato il pilastro in muratura che si trova al piano rialzato della parete di spina, di dim. 30x42cm.

La verifica è pari a circa il 64% ($0,64 < 1$) e pertanto si ritiene necessario intervenire prontamente al consolidamento del pilastro ed allo stesso tempo anche delle travi sovrastanti in c.a. in spessore di solaio.

Dallo studio risulta una sollecitazione massima di compressione **N = 191kN**, tale valore sarà preso come riferimento per il dimensionamento del sistema di rinforzo.

2 Descrizione degli interventi strutturali

Sulla base delle indicazioni riportate nella relazione **VS**, è stata riscontrata la presenza una criticità dovuta a:

scarsa resistenza del pilastro in muratura posto al piano primo dell'edificio nei confronti delle azioni statiche allo SLU.

L'intervento di rinforzo previsto viene indicato anche nello studio **VS** più volte richiamato, come uno dei due metodi di intervento ipotizzabili per l'eliminazione della criticità rilevata.

.... Il secondo metodo prevede l'incremento di resistenza e duttilità del pilastro in muratura mediante del pilastro con nastri in materiale composito (ad es. nastri in fibra di acciaio ad alta resistenza in matrice inorganica di malta a base di calce idraulica). In abbinamento a questo intervento è previsto anche il rinforzo intradossale (a flessione) sempre con lo stesso metodo delle due travi a spessore di solaio in c.a. poste ai lati del pilastro. ...

La scelta del metodo di rinforzo con l'applicazione di materiali compositi è dovuta principalmente alla relativa semplicità applicativa ed alla poca invasività dello stesso.

Nel dettaglio interventi finalizzati alla riduzione criticità riscontrata sono i seguenti:

- al fine di rinforzare il pilastro in muratura di mattoni pieni posto al piano rialzato, sul quale appoggiano 2 travi in c.a. in spessore di solaio, verrà eseguito un confinamento mediante un doppio strato di materiale composito (fibra di acciaio a media densità tipo 3X2-G2000 HARDWIRE, *tipo GEOSTEEL G2000 o similare*) in matrice di malta minerale strutturale epossidica tixotropica, previa spicconatura dell'intonaco, regolarizzazione della superficie con stonatura degli spigoli;
- al fine di conseguire un rinforzo a flessione per le due travi in c.a. in spessore di solaio, sarà eseguito un intervento di rinforzo intradossale con la stessa metodologia utilizzata per il rinforzo del pilastro, mediante uno strato di materiale composito (fibra di acciaio a media densità 3x2-G2000 HARDWIRE, *tipo GEOSTEEL G2000 o similare*) applicata con doppio di malta tixotropica, previa spicconatura dell'intonaco, regolarizzazione della superficie, con fissaggio delle estremità mediante connessioni a fiocco con la stessa fibra di acciaio.

L'intervento di confinamento previsto sul pilastro di dimensioni $b=30\text{cm}$ e $h=42\text{cm}$ rientra nei parametri geometrici indicati dal DT200 del CNR:

$b/h < 2$ e $\max(b, h) < 900\text{mm}$ Confinamento esterno applicabile.

Il rinforzo è previsto in continuità per tutta l'altezza del pilastro mediante l'accostamento continuo delle fasce di tessuto di fibra di acciaio.

3 Verifica rinforzo sul pilastro in muratura

3.1 Premessa

Si verifica l'inserimento del rinforzo eseguito con fibre di acciaio, tipo GeoSteel2000 della ditta Kerakoll, in matrice organica tixotropica (tipo Geolite Gel) previa preparazione del supporto e stonatura degli angoli del pilastro, come meglio indicato negli elaborati grafici.

Le verifiche sono state eseguite mediante il programma di calcolo GeoForze One ver.1.11 della Kerakoll. Il software è dotato di documento di validazione scaricabile liberamente dal sito strutturale.kerakoll.com.

3.2 Verifica

La verifica del confinamento del pilastro viene eseguita con uno sforzo normale massimo di circa $N = 191 \text{ kN}$

DATI DEI MATERIALI

Muratura: Muratura

E_c :	2250	N/mm^2
$\epsilon_{cr,c}$:	-0.002	-
$\epsilon_{cr,t}$:	-0.0035	-
f_{ctm} :	-3.6	N/mm^2
$f_{ctm,c}$:	-1.8	N/mm^2
$f_{ctm,t}$:	-15	N/mm^2
$f_{ctm,c}$:	1.5	N/mm^2
$f_{ctm,t}$:	0.09	N/mm^2
w :	18	kN/m^3



GEOSTEEL per confinamento: GeoSteel G2000

E_s :	190000	N/mm^2
ϵ_{sk} :	0.0157895	-
f_{yk} :	3000	N/mm^2
t_k :	0.254	mm
Tipo:	GeoSteel GeoLite Gel	-
Esposizione:	Interna	-
η_k :	0.75	-



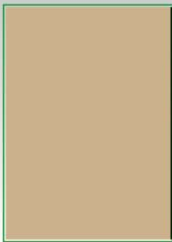
MATRICE: GeoSteel GeoLite Gel

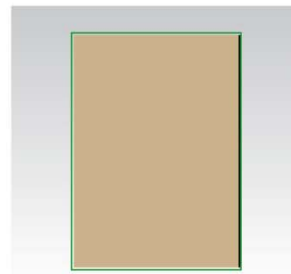
Resistenza a trazione	>14	N/mm^2
Resistenza a taglio	>20	N/mm^2
Modulo elastico a compressione	>5300	N/mm^2
Modulo elastico a flessione	>2500	N/mm^2
Resistenza alla trazione adesiva su cls (o muratura) con tessuti GeoSteel	>4	N/mm^2
Resistenza al fuoco	Euroclasse C-s2, d0	-



DATI SEZIONE

Stato di fatto						
Quantità del materiale di supporto [mm²]			125656			
Quantità di acciaio [mm²]			0			
Caratteristiche del rinforzo a flessione						
1	n_{strati}	-	b_f [mm]	-	n_{fasce}	-
2	n_{strati}	-	b_f [mm]	-	n_{fasce}	-
3	n_{strati}	-	b_f [mm]	-	n_{fasce}	-
4	n_{strati}	-	b_f [mm]	-	n_{fasce}	-
Caratteristiche del rinforzo a confinamento						
Tipologia di avvolgimento			-			
Tipologia di applicazione			Rinforzo continuo			
	$n_{str.}$	b_f [mm]	p_f [mm]	β [gradi]		
	2	-	-	90		





SOLLECITAZIONI

	N[kN]	Mx[kN*m]	My[kN*m]	Vx[kN]	Vy[kN]	T[kN*m]
SLU	-191	0	0	0	0	-

VERIFICA A CONFINAMENTO

Grandezze meccaniche di progetto

MURATURA: Muratura


γ_m :	2	-
CF:	1.35	-
$f_{m,c}$:	-1.33333	N/mm ²
$f_{m,t,c}$:	-0.666667	N/mm ²
$f_{t,c}$:	-5.55556	N/mm ²
$f_{t,t,c}$:	0.555556	N/mm ²
$f_{s,c}$:	0.0333333	N/mm ²
$E_{m,t}$:	-0.0035	-



GEOSTEEL: GeoSteel G2000

γ_m :	1.1	-
$f_{t,c}$:	2045.45	N/mm ²
$f_{t,c,ult}$:	760	N/mm ²
$E_{t,c,ult}$:	0.004	-



	Sforzo normale ultimo senza confinamento		
	$N_{RC,d}$		
	-134.4 kN		
	Incremento di resistenza a compressione dovuto al rinforzo		
	k_v	k_a	k_h
	1 (-)	1 (-)	0.439153 (-)
	k_{eff}	$f_{i,eff}$	$N_{RCC,d}$
	0.439153 (-)	0.807373 (N/mm ²)	-296.694 (kN)

L'esito della verifica è positivo in quanto l'incremento di resistenza a compressione a seguito del rinforzo risulta ampiamente maggiore della sollecitazione di verifica.

$$N_{RCC,d} = 296 > N_{SLU} = 191$$

A13 Piano di manutenzione

1 Premessa

Il piano di manutenzione è il documento complementare al progetto esecutivo che prevede, pianifica e programma l'attività di manutenzione dell'intervento in oggetto al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza e il valore economico.

Di seguito saranno pertanto indicati un sistema di controlli e di interventi da eseguire a cadenze temporali prefissate o comunque desumibili dagli esiti dei controlli di monitoraggio, al fine di una corretta gestione del bene e delle sue parti nel corso degli anni.

2 Scopo

Il piano di manutenzione ha come scopo principale quello di garantire che gli interventi necessari vengano effettuati con la massima economia ed efficienza.

I documenti operativi e costitutivi il piano di manutenzione risultano i seguenti:

- il manuale d'uso;
- il manuale di manutenzione;
- il programma di manutenzione.

Il *manuale d'uso* è inteso come un manuale di istruzioni indirizzato agli utenti finali allo scopo di: evitare-limitare modi d'uso impropri, far conoscere le corrette modalità di funzionamento, istruire a svolgere correttamente le operazioni di manutenzione che non richiedono competenze tecnico specialistiche, favorire una corretta gestione che eviti un degrado anticipato, permettere di riconoscere tempestivamente i fenomeni di deterioramento anomalo da segnalare ai tecnici responsabili.

Il *manuale di manutenzione* costituisce il documento che fornisce agli operatori tecnici le indicazioni necessarie per una corretta manutenzione, utilizzando un adeguato linguaggio tecnico (riferito sia ad una unità tecnologica che ai singoli componenti di un impianto tecnologico).

Il *programma di manutenzione* viene inteso come uno strumento che indica un sistema di controlli e di interventi da eseguire a cadenze temporali prefissate, al fine di una corretta gestione del bene e delle sue parti nel corso degli anni.

Di seguito vengono riportate le parti essenziali del piano di manutenzione costituito da:

- una scheda generale (manuale di manutenzione) in cui sono riportate le informazioni relative all'intervento in oggetto (elaborati grafici, schede tecniche dei materiali, schede normative, ecc.) che dovranno essere eventualmente integrate in fase di esecuzione dei lavori;
- una serie di schede (programma di manutenzione) che identificano i vari componenti da sottoporre a programma di manutenzione e le relative schede tipo che ne individuano le modalità di esecuzione e la frequenza con cui intervenire.

A completamento del presente documento dovranno essere allegati eventuali manuali d'uso dei componenti tecnologici installati che necessitino di specifiche di intervento particolari.

3 Manuale di manutenzione

Di seguito si riportano in forma sintetica alcuni dati relativi alla tipologia di intervento effettuata con particolare riferimento alle caratteristiche dei materiali, delle finiture, delle tipologie impiantistiche, tali indicazioni dovranno essere aggiornate con note utili ai fini di una corretta manutenzione, quali l'indicazione del fornitore del materiale, prescrizioni particolari di intervento ecc.; successivamente si riporta un elenco degli elaborati di progetto suddivisi per categoria di intervento il quale dovrà essere aggiornato allo "stato come costruito" (As-built) qualora dovessero intervenire delle modifiche in fase di costruzione.

Generalità sull'intervento		
Elaborati Grafici		
Rif. Elab.	Oggetto	Modifiche effettuate [D.L.]
S01	Progetto esecutivo strutture - Elaborati grafici Stato di progetto - Pianta, Sezioni – Dettagli dei rinforzi	
R02	Relazione opere strutturali	

4 Modalità di attuazione del piano

Per garantire la corretta applicazione del piano di manutenzione programmata il Personale dovrà soddisfare le seguenti prescrizioni:

Caratteristiche del personale impiegato

L'Ente farà eseguire tutte le operazioni di verifica, controllo, sostituzione e riparazione da parte di personale specializzato e qualificato secondo buone regole di manutenzione.

Documentazione delle operazioni eseguite

Il Personale addetto alla manutenzione preparerà e fornirà una accurata descrizione delle operazioni eseguite sull'impianto evidenziando tra l'altro le denominazioni commerciali e le caratteristiche particolari delle apparecchiature delle quali si renda necessaria la sostituzione, gli interventi non previsti dal piano di manutenzione ritenuti opportuni e le relative motivazioni e la registrazione corretta di tutti gli interventi eseguiti e quelli proposti non previsti dal piano di manutenzione.

5 Programma di manutenzione

Di seguito vengono riportate le indicazioni per lo svolgimento dei controlli periodici da effettuare e per la programmazione degli interventi di manutenzione (sotto forma di schede ripartite per categorie di opera).

Tali interventi potranno essere a scadenza programmata (strategia preventiva) ovvero in base alle condizioni riscontrate (strategia predittiva) o eventualmente a rottura.

Nelle schede di seguito riportate sono indicate con dei codici le attività da svolgere e l'operatore che dovrà effettuare le operazioni del programma di manutenzione:

I codici di attività individuati risultano:

CNT = Controllo

VRF = Verifica

PLZ = Pulizia

TRP = Trattamenti protettivi

PRV = Prove strumentali

I codici che individuano l'operatore, risultano:

IDR = Idraulico

ELT = Elettricista

OPG = Operaio generico

OPS = Operaio specializzato

LTT = Lattoniere

TEC = Tecnico abilitato

6 Opere strutturali

Codice	Descrizione Elementi	Strategia	Attività	Frequenza	Operatore
OS.01	Elementi in c.a.	Programmata	TRP	5 Anni	OPS-TEC
OS.02	Murature	Programmata	VRF	5 Anni	OPS-TEC
OS.03	Nastri in fibra di acciaio in matrice inorganica (SRG)	Programmata	CNT	10 Anni	OPS-TEC

7 Schede di manutenzione

OS.02 - OPERE IN CA (ESISTENTE)		
OPERAZIONI PREVISTE	INTERVENTI DI MANUTENZIONE	FREQUENZA
<u>ISPEZIONARE I MANUFATTI E CONTROLLARE:</u> <ul style="list-style-type: none">• eventuali fenomeni di deterioramento e di degrado dei materiali;• eventuali fenomeni di dissesto delle strutture dovuti a cedimenti differenziali;• presenza di infiltrazioni di acqua;• presenza di fenomeni di risalita dell'umidità;• presenza di un quadro fessurativo che esuli dalle normali fessure dovute al ritiro del calcestruzzo in fase di maturazione;• presenza di distacchi di porzioni superficiali delle opere in calcestruzzo che comportino l'esposizione all'ambiente aggressivo dei ferri di armatura;• presenza di avvallamenti della superficie di calpestio;• presenza di eccesso di vibrazioni o emissioni sonore delle strutture sotto carico.	<ul style="list-style-type: none">• riparazioni localizzate superficiali delle parti strutturali, da effettuare anche con materiali speciali;• ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato da eseguire anche con materiali speciali;• protezione dei calcestruzzi da azione disagreganti (gelo, sali solventi, ambiente aggressivo, ecc.) con eventuale applicazione di film protettivi;• protezione delle armature da azioni disagreganti (gelo, ambiente aggressivo, ecc.).	<u>ANNUALE</u>
NOTE		
1) L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare		

insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, il tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli eventuali interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera.

- 2) **Consultare tecnico abilitato in caso di quadro fessurativo in rapida evoluzione o interventi che vadano a variare dimensioni strutturali o carichi applicati.**

OS03 - OPERE IN MURATURA (ESISTENTE)		
OPERAZIONI PREVISTE	INTERVENTI DI MANUTENZIONE	FREQUENZA
<u>ISPEZIONARE I MANUFATTI E CONTROLLARE:</u> <ul style="list-style-type: none"> • eventuali fenomeni di deterioramento e di degrado dei materiali; • eventuali fenomeni di dissesto delle strutture dovuti a cedimenti differenziali; • presenza di infiltrazioni di acqua; • presenza di fenomeni di risalita dell'umidità; • presenza di un quadro fessurativo che esuli dalle normali fessure dovute al ritiro del calcestruzzo in fase di maturazione; • presenza di distacchi di porzioni superficiali delle opere in muratura che comportino l'esposizione all'ambiente aggressivo dei ferri di armatura (se muratura armata). 	<ul style="list-style-type: none"> • riparazioni localizzate superficiali delle parti strutturali, da effettuare anche con materiali speciali; • ripristino dei giunti di malta; • protezione della muratura con adeguato spessore di intonaco (gelo, sali solventi, ambiente aggressivo, ecc.); 	<u>ANNUALE</u>
NOTE		
<p>1) L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, il tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli eventuali interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera.</p> <p>2) Consultare tecnico abilitato in caso di quadro fessurativo in rapida evoluzione o interventi che vadano a variare dimensioni strutturali o carichi applicati.</p>		

OS5 - OPERE IN SRG E BRG - SISTEMI DI RINFORZO IN MATERIALI COMPOSITI		
OPERAZIONI PREVISTE	INTERVENTI DI MANUTENZIONE	FREQUENZA
<u>ISPEZIONARE I MANUFATTI E CONTROLLARE:</u> Le ispezioni periodiche (almeno ogni 10 anni) dei materiali in acciaio (SRP/G) o carbonio (CFRP) devono essere condotte per assicurare che la riparazione sta comportandosi come si è previsto. Di primaria importanza risultano: <ul style="list-style-type: none"> • L'adesione tra supporto e materiale composito. 	<ul style="list-style-type: none"> • Il metodo di riparazione è dipendente dal livello di degrado e dall'estensione dello stesso. • Piccoli danneggiamenti, tipicamente causati da impatti localizzati che causano fessure ed abrasioni, possono 	<u>ANNUALE o all'occorrenza</u>

<ul style="list-style-type: none"> • La resistenza residua e la rigidità del tessuto o lamina in materiale composito. • Ispezioni visive annoteranno: mutamenti del colore, scollamenti, delaminazioni, fessurazioni, corrosione di barre di armatura ed altre anomalie. • Ispezioni meccaniche possono includere: metodi sonori, termografici, ultrasuoni, pull-off, prove di carico o altri metodi meccanici o elettronici. • Il progettista o il D.L. valuterà tutti i dati e le osservazioni per giudicare l'integrità o meno dell'intervento di rinforzo in nastri o lamine di materiale composito. Il giudizio includerà raccomandazioni per riparare eventualmente il sistema deteriorato e prevenire ulteriori fenomeni di degrado. 	<p>essere riparati mediante incollaggio di rattoppi in nastri di materiale composito sull'area in questione, avendo cura di impiegare uno spessore ed un orientamento delle fibre equivalente al materiale originario di rinforzo.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Danneggiamenti importanti, come peeling o delaminazioni di aree estese, ad es. in seguito all'ingresso di acqua, possono richiedere la rimozione di tutto il rinforzo, il ripulimento della superficie di conglomerato e la successiva nuova applicazione. • Il progettista determinerà il livello di danneggiamento del rinforzo e specificherà la strategia di rinforzo. • Non esistono requisiti strutturali per le vernici di finitura. Nell'eventualità che la vernice di protezione debba essere rifatta, si dovrebbe verificare che non esistano danneggiamenti del laminato in materiale composito di rinforzo. • In questo caso la verniciatura può essere rifatta impiegando procedimenti consigliati dal produttore del sistema di rinforzo. 	
NOTE		
<p>Dato che i materiali compositi sono stati introdotti nel campo dell'ingegneria civile in tempi relativamente recenti, la loro applicazione rende necessarie particolari precauzioni rispetto ai materiali tradizionali. In particolare, efficaci e rigorosi sistemi di monitoraggio, volti a rilevare tempestivamente l'eventuale insorgere di degenerazioni del sistema di rinforzo, sono consigliabili perché consentono di intervenire tempestivamente riparando, sostituendo o integrando il rinforzo esistente prima che sopraggiungano danni a persone o cose.</p> <p><u>Controlli periodici</u></p> <p><u>Ispezioni visive</u></p> <p>E' certamente il sistema di monitoraggio più semplice ed economico, utile per individuare rapidamente difetti macroscopici quali:</p>		

- distacchi nell'incollaggio;
- delaminazioni del calcestruzzo del copriferro;
- lesioni nel composito;
- deterioramento della resina;
- sacche d'acqua da infiltrazione tra composito e calcestruzzo.

Difetti di questo tipo possono essere provocati da fenomeni a lungo termine quali: deformazioni lente, fatica, creep, aggressioni ambientali.

Misure

- Le valutazioni visive di natura qualitative devono essere opportunamente affiancate da valutazioni quantitative con misurazioni periodiche sulla struttura. Può essere per esempio molto utile avere dati di carattere globale come la deformata sotto carico e il rilievo dei parametri dinamici o di carattere locale come misure di deformazione sul composito, sull'acciaio delle armature e sul calcestruzzo.

Stato dell'incollaggio

- Anche a lungo termine può essere utile ricorrere a prove come quelle utilizzate per i controlli di qualità preliminari (es.: prove termografiche o ultrasoniche).

Allarmi e monitoraggi automatici

- Si tratta generalmente di sistemi elettronici piuttosto sofisticati, quindi se ne consiglia l'uso nel caso di opere caratterizzate da un elevato grado di pericolosità, perché consentono un monitoraggio sistematico e continuo così che, in caso di necessità, si può intervenire in modo assolutamente tempestivo e mirato minimizzando i danni ad utenti e strutture.

Il monitoraggio a lungo termine favorisce la naturale evoluzione anche delle strutture civili verso la categoria delle smart structures (strutture intelligenti), permettendo la realizzazione di edifici "autosufficienti" in grado di fornire informazioni accurate sul proprio stato di conservazione.

Resistenza al fuoco

La malta di calce idraulica non è un materiale termosensibile. Comunque, in caso di incendio, se il rinforzo in materiale composito o non è protetto, potrebbe ridurre la sua efficacia. I metodi per proteggere il composito possono essere diversi, anche in base alle prestazioni REI richieste: vernice intumescente (come per l'acciaio), intonacatura (dove possibile), rivestimento con materiali (ad esempio cartongesso), ecc.

In caso di incendio va effettuata un'ispezione del rinforzo come descritto sopra e una volta individuata l'area danneggiata, se è piccola si può procedere alla riparazione, con materiali con caratteristiche uguali a quelli in sito, se il danno è esteso è opportuno rimuovere il rinforzo danneggiato e sostituirlo materiali nuovi.

Il Progettista delle Opere Strutturali

Dott. Ing. Andrea Borsi