



COMUNE DI RAVENNA
 AREA INFRASTRUTTURE CIVILI
SERVIZIO EDILIZIA



Sistema di Qualità certificato per
 Progettazione, programmazione,
 affidamento, direzione lavori
 dei lavori pubblici
 e delle manutenzioni ordinarie;
 gestione espropri.

BIBLIOTECA ORIANI
 Via Corrado Ricci, 26- RAVENNA

INTERVENTO: Progetto esecutivo di restauro per adeguamento funzionale e normativo

PROGETTO ESECUTIVO



Segretario Generale DOTT. PAOLO NERI		Assessore ai LL.PP.: ROBERTO GIOVANNI FAGNANI		Sindaco MICHELE DE PASCALE	
Capo Servizio: Ing. CLAUDIO BONDI			Capo Area: Ing. MASSIMO CAMPRINI		
Firme:					
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Claudio Bondi					
PROGETTISTA COORDINATORE: Arch. Michele Berti					
COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE: Arch. Michele Berti					
PROGETTISTA OPERE EDILI: Arch. Michele Berti					
PROGETTISTA OPERE DI RESTAURO: Arch. Sara Gagliardi					
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI: Ing. Elisa Trombini					
PROGETTISTA IMPIANTI ELETTRICI: P.I. Pietro Bezzi					
PROGETTISTA IMPIANTI MECCANICI: Ing. Michela Marchetti					
COLLABORATORE ALLA PROGETTAZIONE: Geom. Luca Amadio					
COLLABORATORE ALLA PROGETTAZIONE: Geom. Silvia Galassini					
RILIEVI ED ELABORAZIONE GRAFICA: Geom. Serena Franzel					
0	EMISSIONE	E. Trombini	M. Berti	C. Bondi	06/11/2017
Rev	Descrizione	Redatto:	Controllato	Approvato:	Data:

ELABORATO:

RELAZIONE CALCOLO STRUTTURALE

Codice Intervento: Fascicolo: 280/2017	Codice Edificio: C004	Codice Fase: E	Codice Elaborato: RCS
Scala: /	File: C004 2017 06.05 280-E-RCS-R0	Data: 06/11/2017	Revisione: R0

0. INDICE DEGLI ELABORATI

0. INDICE DEGLI ELABORATI	1
1. PREMESSA	3
2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	4
2.1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO	
STRUTTURALE	4
a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO	4
b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	4
c) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI	7
d) PARAMETRI DI PROGETTO	7
e) MATERIALI	9
f) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE	10
g) INDICAZIONI DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI	11
h) INDICAZIONE MOTIVATA DEL METODO DI ANALISI	11
i) CRITERI DI VERIFICA	12
j) RAPPRESENTAZIONE DEFORMATE E SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE	12
k) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO	12
l) STRUTTURE DI FONDAZIONE	12
m) CATEGORIA DI INTERVENTO E MOTIVAZIONE SCELTA ADOTTATA	13
n) ANALISI STORICO CRITICA ED ESITI DEL RILIEVO GEOMETRICO- STRUTTURALE	13
o) LIVELLO DI CONOSCENZA, FATTORE DI CONFIDENZA E PROPRIETA' MECCANICHE DEI MATERIALI ESISTENTI	14
p) CONFRONTO STATO ATTUALE E DI PROGETTO	15
2.2. TABULATI DI CALCOLO E VERIFICHE	16
3. RELAZIONE SUI MATERIALI	82
4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI	83
5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA	84
5.1. MANUALE D'USO	84
TRAVI IN LEGNO	85
5.2. MANUALE DI MANUTENZIONE	85
TRAVI IN LEGNO	89
5.3. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE	91
TRAVI IN LEGNO	95
6. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI	99
6.1. RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	99
6.2. RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DEL TERRENO	103
6.3. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA 'PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE' DEL SITO DI COSTRUZIONE	106

7. ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.....	106
8. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	107
9. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	108

1. PREMESSA

Il progetto prevede interventi di restauro per adeguamento funzionale e normativo dell'edificio ospitante la Biblioteca Oriani sita in via Corrado Ricci n.26 Ravenna.

La presente relazione tecnica viene redatta per lo svolgimento del progetto definitivo/esecutivo relativo al posizionamento di una nuova piattaforma elevatrice che collegherà il piano terra con il piano primo e agli interventi di consolidamento e rinforzo strutturale degli orizzontamenti del corpo principale della biblioteca.

Il progetto, quindi, si pone anche l'obiettivo di attuare alcuni interventi di consolidamento e rafforzamento strutturale e l'eliminazione di alcune vulnerabilità non strutturali riportate nella Relazione tecnica strutturale relativa alla verifica statica e sismica dell'edificio (Vulnerabilità sismica) redatta dallo studio "Comes s.r.l." di Sesto Fiorentino (FI).

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2.1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

Il fabbricato oggetto di intervento si trova nel centro storico di Ravenna. Questo territorio della pianura presenta pendenza media $<15^\circ$ per cui non sono previsti effetti di amplificazione legati alla topografia. Il fattore S_T (coefficiente di amplificazione topografica) è valutato quindi pari a 1.0.

Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito si rimanda al capitolo 6 della presente relazione.

b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

Il progetto prevede i seguenti interventi:

- posizionamento di una piattaforma elevatrice le cui guide saranno collegate ai montanti dell'incastellatura e non alle pareti in muratura. Verranno posizionati muri divisorii in cartongesso privi di carattere portante a delimitare il nuovo vano tecnico. La piattaforma elevatrice poggerà su una platea di fondazione collegata alle fondazioni esistenti mediante barre innestate a resina, mentre in corrispondenza del solaio il vano della piattaforma sarà confinato da cordoli. Il calcolo della platea di fondazione è stato condotto considerando le azioni applicate alla base dall'impianto rilasciate dalla ditta fornitrice. Le dimensioni della platea sono state verificate in modo da richiedere per il terreno una portanza inferiore a quella ultima;
- realizzazione di nuovo foro nel solaio di piano primo per il passaggio della piattaforma elevatrice opportunamente confinato mediante cordoli in c.a. in spessore di solaio per non modificare in modo significativo la rigidezza del solaio stesso;
- miglioramento della capacità portante del solaio di primo piano e piano secondo in latero-cemento del vano in angolo tra via Ricci e Via da Polenta mediante la realizzazione all'intradosso del solaio di una struttura di sostegno in acciaio formata da putrelle collegate alla muratura e tra loro in modo da creare una struttura bidirezionale per la distribuzione del carico aggiuntivo; tale struttura, infatti non sosterrà il peso proprio del solaio ma i soli carichi aggiuntivi accidentali. Tale intervento comporta un miglioramento statico dei solai interessati i quali attualmente, in base alle verifiche di vulnerabilità eseguite dallo studio "Comes s.r.l." di Sesto Fiorentino (FI), non soddisfano le verifiche di resistenza richieste dalle norme vigenti. La carenza in tali solai pare derivare dalla demolizione di una parete portante a piano terra e a

piano primo, ma presente a piano secondo, che ha comportato il cambio dello schema statico del solaio: da solaio a due campate a solaio ad un'unica campata. L'intervento, quindi va a ridurre il carico e le sollecitazioni su tali solai migliorandone significativamente il comportamento statico. Si precisa in ogni caso che dai sopralluoghi effettuati il solaio in questione non presenta degrado, fessurazioni e deformazioni;

- si procederà ad un rinforzo della parete interna di spessore 15cm, in mattoni pieni ad una testa, che si trova in corrispondenza dello scalone principale. La parete, presente solo a piano terra e piano primo, presenta snellezze molto elevate, pertanto il rinforzo che verrà realizzato andrà a migliorare la resistenza a pressoflessione e taglio della parete, in quanto si andrà a posizionare elementi resistenti a trazione. Tale rinforzo consisterà nel placcaggio diffuso di rete in fibra di basalto e acciaio inox (tipo Geostell Grid 200 di Kerakoll Spa) impregnato con geomalta ad alta igroscopicità e trasparenza a base di calce idraulica (tipo Geocalce fino di Kerakoll Spa) e ancorato, dove possibile alle pareti ortogonali, mediante risvolti della rete e barre di connessione (tipo Stell Dryfix 10 di Kerakoll Spa) poste ad interasse pari a 40cm e lunghezza di infissione pari a 20cm. Il rinforzo migliorerà quindi il comportamento della parete alle azioni nel piano e fuori dal piano;
- posizionamento nel vano scala 'piccolo' a quota pari a circa 12.69m di profili metallici (UPN 100) collegati a tutte le pareti del vano mediante barre innestate a resina per migliorare il comportamento scatolare della zona e ridurre la snellezza delle pareti;
- demolizione di tutti i controsoffitti del sottotetto presenti nel corpo principale e loro rifacimento in cartongesso. I controsoffitti presenti sono principalmente di tipo "Perret", ma nella zona centrale è presente anche un controsoffitto realizzato in putrelle in acciaio e tavelloni all'intradosso. Tali controsoffitti in caso di evento sismico possono instabilizzarsi e crollare.

La relazione di vulnerabilità sismica redatta dallo studio "Comes s.r.l." nell'introduzione a pag 6. "in seguito allo studio dei meccanismi locali di collasso è emerso come le murature abbiano un grosso rischio di collasso a livello di gronda. Lo stato di fatto dato dalla tipologia delle strutture verticali e dalle azioni applicate, insieme alla mancanza di un cordolo o di un qualsiasi altro elemento di trattenuta, sono fatali nel causare il ribaltamento delle pareti in caso di sisma". Pertanto a fronte di tale riscontro, durante la demolizione dei controsoffitti si andrà a migliorare il comportamento scatolare e a ridurre in modo significativo l'attivazione dei meccanismi locali mediante l'inserimento di profili metallici a cordonatura delle murature. Tali profili saranno posizionati all'estradosso dei nuovi controsoffitti, lungo tutti i muri, sia esterni che interni, e saranno collegati ad essi con barre innestate a resina. Tali profili avranno anche al funzione di sostenere i controsoffitti. Inoltre, nei vani affacciati su via da Polenta, i controsoffitti "Perret"

esistenti sono sostenuti dalle capriate della copertura e da tavole di legno, il progetto prevede che il posizionamento di putrelle metalliche a sostegno dei nuovi controsoffitti collegate alla murature e ai profili metallici a cordonatura dei vani; tali elementi si ritiene possano avere anche funzione di catena e quindi di ulteriore ritegno al ribaltamento delle pareti. Le nuove putrelle sono state leggermente sovradimensionate nel caso in futuro si voglia sfruttare i sottotetti per l'alloggiamento di impianti o macchinari. In tutti gli altri vani i controsoffitti esistenti sono sostenuti da putrelle metalliche che in fase di progetto verranno mantenute per sostenere i nuovi controsoffitti più leggeri; tali putrelle saranno anch'esse collegate mediante saldature in opera ai profili metallici a cordonatura dei vani, in modo da impedire l'eventuale sfilamento di tali travi dalle pareti in quanto non è possibile verificare attualmente la presenza di collegamenti efficaci delle travi metalliche esistenti alle pareti in muratura. Le travi metalliche che verranno mantenute soddisfano le verifiche di resistenza e deformabilità richieste dalla normativa vigente;

- posizionamento di una piattina metallica in sommità della parete del vano scala 'piccolo' che si interrompe a quota del sottotetto e non prosegue fino alla copertura della torretta. La piattina metallica sarà collegata mediante barre innestate a resina alla muratura. Su tale parete saranno appoggiate anche le nuove putrelle metalliche a sostegno dei controsoffitti, che a loro volta saranno saldate in opera alla piattina metallica. Tale intervento migliora la stabilità della parete riducendo l'attivazione di meccanismi locali di collasso in caso di eventi sismici;
- sostituzione di arcareccio in legno che presenta una frattura in corrispondenza dell'appoggio sul muro e consolidato con due tavole accostate all'arcareccio stesso. Tale arcareccio si trova in corrispondenza della copertura del lato corto dell'edificio e verrà sostituita con una trave in legno massello classe C27 della stessa altezza di quelle presenti in opera ma di sezione quadrata (18x18cm circa);
- sostituzione di eventuali travetti ammalorati;
- collegamento di tutti gli elementi lignei di copertura mediante viti e staffe. In particolare le travi principali dovranno essere collegate alle capriate e ai cantonali mediante angolari metallici tipo WVB 100 della Rothoblass o similari e 3+3viti f5 L=70mm tipo LBS della Rothoblass o similari; i travicelli dovranno essere collegati alle travi principali mediante una vite tutto filetto f11 L090mm in corrispondenza di ogni trave;
- realizzazione di pareti divisorie interne prive di carattere portante in cartongesso (REI 60) con altezza pari a 430cm. La parete sarà costituita da profili metallici con classificazione di 1° scelta, a norma UNI EN 10346-2009, in acciaio zincati marcati CE (marchio per la commercializzazione e l'utilizzo dei profili dal 01-01-2007 conformemente alla norma

armonizzata EN 14195 riguardante “profili per sistemi in lastre in gesso rivestito), in classe A1 di reazione al fuoco. A detti profili vengono avvitate due lastre di gesso rivestito marcate CE a norma EN520 e conformi alla DIN 18180, poste su ognuna delle due facce. I profili metallici sono prodotti in acciaio DX 51 D con carico di snervamento non inferiore a 3.000 daN/cm², conforme alla norma europea UNI EN 10346-2009 e classificazione 1° scelta. Rivestimento in Zinco, conforme alla norma UNI EN 10346, con qualità Zn 99%. Tutte le superfici delle orditure sono protette da passivazione e oliatura in profilatura;

- eventuale chiusura di nicchie nella muratura presenti nel corpo principale a piano terra e a piano primo mediante l’utilizzo di elementi in laterizio della stessa tipologia di quelli presenti in opera efficacemente ammorsati alle strutture esistenti;
- modifica posizione apertura su muro portante interno presente a piano primo in corrispondenza del collegamento tra corpo principale e corpo secondario lungo. L’apertura esistente sarà chiusa mediante l’utilizzo di elementi in laterizio della stessa tipologia di quelli presenti in opera ben ammorsati alle murature esistenti. La modifica della posizione dell’apertura non comporta modifiche significative alla rigidezza e alla capacità di spostamento e non comporta riduzione della resistenza della parete oggetto di intervento.

A margine di tali interventi saranno posizionati nuovi controsoffitti REI 60 all’intradosso del solaio di piano primo e di piano secondo in corrispondenza dei solai oggetto di consolidamento e saranno eseguite anche alcune modifiche sulla disposizione dei muri divisorii di tamponamento mediante demolizioni e nuove costruzioni. I nuovi tamponamenti saranno realizzati in cartongesso e avranno le caratteristiche dei divisorii di altezza maggiore di 4m.

c) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI

- D.M. 14/01/2008 “*Norme tecniche delle costruzioni*”
- Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009 “*Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”
- La progettazione è stata redatta nella piena osservanza delle Leggi 64/74 e 1086/71 e dei relativi decreti attuativi.

d) PARAMETRI DI PROGETTO

In considerazione della ordinarietà delle opere si assume:

- *vita nominale $V_N = 50$ anni;*
- *classe d’uso III;*
- *periodo di riferimento $V_R = 75$ anni*

- categoria sottosuolo C;
- categoria topografica T1;
- amplificazione topografica $S_S=1.440$

$$C_C=1.550$$

L'intervento è ubicato in zona sismica 3:

- Sito di costruzione: angolo via Ricci – via da Polenta Ravenna

LON. 12.200258- LAT. 44.416036



AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

STATO ATTUALE

Sottotetti tipo Perret (vedi verifica di vulnerabilità p. 8.2.1)

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle esistenti IPN240	36.2	kg/ml
	- permanenti non strutturali		
	- tavelloni	27.5	kg/mq
	- intonaco	27	
	- controsoffitto	30	
	- carichi variabili	0	"

Sottotetti tipo putrelle e tavelloni all'intradosso (vedi verifica di vulnerabilità p. 8.2.2)

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle esistenti IPN 120	11.1	kg/ml
	- permanenti non strutturali		
	- tavelloni	66	kg/mq
	- intonaco	45	
	- carichi variabili	0	"

Solaio in latero-cemento vano 24 e 25 piano primo (vedi verifica di vulnerabilità p.8.1.3)

analisi dei carichi:	- peso proprio solaio	234	kg/mq
	- permanenti non strutturali	196	"
	- carichi variabili (Cat. A)	300	"

Solaio in latero-cemento vano 37 e 38 piano secondo (vedi verifica di vulnerabilità p.8.1.7)

analisi dei carichi:	- peso proprio solaio	256	kg/mq
	- permanenti non strutturali	103	"
	- carichi variabili (Cat. A)	200	"

Per i carichi trasmessi alla fondazione dalla piattaforma elevatrice si rimanda al capitolo 2.2.

Per una definizione completa dell'analisi dei carichi di tutto l'edificio si rimanda alla verifica di vulnerabilità sismica.

STATO DI PROGETTO

Sottotetti

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle esistenti IPN240	36.2	kg/ml
	-permanenti non strutturali		
	cartongesso	15	kg/mq
	- carichi variabili	50	"

Sottotetti

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle esistenti IPN 120	11.1	kg/ml
	-permanenti non strutturali		
	cartongesso	15	kg/mq
	- carichi variabili	50	"

Sottotetti

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle esistenti IPE 120/140	10.4/12.9	kg/ml
	-permanenti non strutturali		
	cartongesso	15	kg/mq
	- carichi variabili	50	"

e) MATERIALI

Per quanto riguarda i materiali si prescrivono:

- calcestruzzo per i getti delle fondazioni
 - *Rck 300 kg/cm²*
 - *classe di esposizione XC2*
 - *classe di consistenza del getto S4*
 - *dimensione aggregato max 16-25 mm*
- calcestruzzo per i getti in elevazione
 - *Rck 300 kg/cm²*
 - *classe di esposizione XC2*
 - *classe di consistenza del getto S5*
 - *dimensione aggregato max 16 mm*
- acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento
- mattoni pieni fbk>80 kg/cm²
- malta di calce tipo M5
- laterizio forato (percentuale di foratura >55%) o cartongesso

- acciaio S235 JR controllato in stabilimento
- bulloni cl.8.8 e dadi classe 6S
- legno massello C27
- pareti in cartongesso costituita da:
 - *profili metallici con classificazione di 1° scelta, a norma UNI EN 10346-2009, in acciaio zincati marcati CE (marchio per la commercializzazione e l'utilizzo dei profili dal 01-01-2007 conformemente alla norma armonizzata EN 14195 riguardante "profili per sistemi in lastre in gesso rivestito), in classe A1 di reazione al fuoco. I profili metallici sono prodotti in acciaio DX 51 D con carico di snervamento non inferiore a 3.000 daN/cm², conforme alla norma europea UNI EN 10346-2009 e classificazione 1° scelta. Rivestimento in Zinco, conforme alla norma UNI EN 10346, con qualità Zn 99%. Tutte le superfici delle orditure sono protette da passivazione e oliatura in profilatura;*
 - *lastre di gesso rivestito marcate CE a norma EN520 e conformi alla DIN 18180, poste su ognuna delle due facce.*
- Rinforzo parete spessore 15 cm costituita da:
 - *Rete in fibra di basalto e acciaio Inox tipo Geostill Grid 200 di Kerakoll spa;*
 - *Geomalta ad alta igroscopicità e traspirabilità a base di calce idraulica naturale tipo Geocalce Fino di Kerakoll Spa;*
 - *Barre di connessione in acciaio Inox tipo Stell Dryfix 10 di Kerakoll Spa.*

Prescrizioni per la posa

1. Stagionatura dei getti

- *Durata della stagionatura protetta: 3 giorni*
- *Protezione della stagionatura:*
 - *non rimuovere i casseri*
 - *copertura con teli di plastica*
 - *rivestimento con teli umidi*
 - *nebulizzare acqua in superficie*
 - *applicare prodotti stagionanti che formano una membrana protettiva superficiale*

2. Rimozione dei casseri

f) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

Gli interventi sul fabbricato rientrano nella categoria “**riparazione e intervento locale**” ai sensi della normativa vigente per cui:

- per il calcolo e la verifica delle travi in acciaio, della trave in legno da sostituire e delle travi in c.a. a confinamento del foro nel solaio per l'alloggiamento della piattaforma elevatrice è stato eseguito un calcolo manuale ai soli carichi statici seguendo schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni. Il calcolo è stato eseguito nello spirito del metodo degli Stati Limite considerando le combinazioni delle condizioni di carico statiche che agiscono sulla struttura secondo il DM . 14/01/2008;

- il calcolo e la verifica del rinforzo bidirezionale dei solai di primo e secondo piano è stato eseguito un modello spaziale attraverso il programma di calcolo Sismicad della Concrete s.r.l. – via della Pieve 19 – 35121 Padova. Il calcolo è stato eseguito nello spirito del metodo degli Stati Limite considerando le combinazioni delle condizioni di carico statiche che agiscono sulla struttura secondo il DM . 14/01/2008;
- per il calcolo dei meccanismi di primo modo si è utilizzato il foglio di calcolo excel CINE 1.0.4 realizzato e messo a disposizione da ReLUIIS;
- per il calcolo del rinforzo della parete di spessore 15cm è stato utilizzato il software GeoForceOne di Kerakoll Spa.

g) INDICAZIONI DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI

Le combinazioni di carico adottate nelle analisi sono le seguenti:

- per le verifiche di resistenza agli (SLU) si è utilizzata la combinazione fondamentale (2.5.1) del D.M. 14/01/2008

$$1,3G_1 + 1,5G_2 + 1,5(Q_k + \psi_{01}Q_{k2})$$

- per le verifiche a deformabilità, fessurazione, tensioni di esercizio (nella struttura e in fondazione) sono state utilizzate le seguenti combinazioni di carico:

- combinazione rara (2.5.2) del D.M. 14/01/2008

$$G_1 + G_2 + Q_k + \psi_{02}Q_{k2}$$

- combinazione frequente (2.5.3) del D.M. 14/01/2008

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_k + \psi_{12}Q_{k2}$$

- combinazione quasi permanente (2.5.4) del D.M. 14/01/2008

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_k + \psi_{22}Q_{k2}$$

- per le verifiche sismiche si è utilizzata la combinazione sismica (2.5.5) del D.M. 14/01/2008

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_k + \psi_{22}Q_{k2}$$

Dove:

	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
per ambienti uffici	0.7	0.5	0.3
per biblioteche, archivi, magazzini ecc..	1.0	0.9	0.8
Per coperture e sottotetti	0.0	0.0	0.0
per neve a quota <1000m s.l.m.	0.5	0.2	0.0

h) INDICAZIONE MOTIVATA DEL METODO DI ANALISI

Omesso

i) CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche degli elementi strutturali, saranno eseguite mediante il metodo degli Stati Limite; per gli elementi strutturali non soggetti ad elevate sollecitazioni è stata omessa la verifica perché si ritiene manifestamente soddisfatta.

j) RAPPRESENTAZIONE DEFORMATE E SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE

Si rimanda al capitolo 2.2

k) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

I calcoli e le verifiche sono stati eseguiti sugli schemi riportati nelle figure presenti nei paragrafi seguenti mediante l'ausilio dell'elaboratore elettronico utilizzando il programma di calcolo Sismicad della Concrete s.r.l. – via della Pieve 19 – 35121 Padova.

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti. Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

l) STRUTTURE DI FONDAZIONE

Le fondazioni esistenti sono in muratura di tipo continuo alla base dei muri portanti.

Non si prevedono interventi sulle fondazioni esistenti perché alla nuova situazione non corrispondono modificazioni significative delle sollecitazioni trasmesse al terreno.

Alla base della piattaforma elevatrice verrà realizzata una platea di fondazione armata e collegata alle fondazioni esistenti mediante barre innestate a resina. Sotto la fondazione verrà realizzato un getto di pulizia in conglomerato cementizio magro. La quota di imposta sarà raggiunta mediante

compattazione del piano di sbancamento e con sabbietta rullata e vibrata. Per la morfologia del terreno e per l'assenza della falda alle profondità raggiunte non sono previste opere accessorie.

m) CATEGORIA DI INTERVENTO E MOTIVAZIONE SCELTA ADOTTATA

Le opere di restauro, rappresentate da interventi locali su elementi strutturali del fabbricato non modificano sostanzialmente il comportamento globale dell'edificio, ma sono finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate, quindi da potere essere inquadrate in interventi di **riparazione e intervento locale** ai sensi del D.M. 14/01/2008 e Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009 contenente le "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

n) ANALISI STORICO CRITICA ED ESITI DEL RILIEVO GEOMETRICO- STRUTTURALE

La biblioteca Oriani presenta una forma planimetrica ad L con una parte principale a pianta rettangolare di dimensioni 13.50x23.80m con tre piani fuori terra e con una parte secondaria anch'essa a pianta rettangolare ma particolarmente allungata di dimensioni in pianta pari a 33.60x5.20m, con due piani fuori terra. Il corpo principale ed il corpo allungato presentano entrambi un portico coperto lungo il loro lato maggiore che prospetta verso il cortile interno di pertinenza.

Dall'analisi storico critica eseguita si evince che l'edificio risale al 1936. Negli anni successivi ad oggi sono stati eseguiti alcuni interventi di manutenzione, ma le strutture portanti e gli orizzontamenti sono rimasti inalterati.

Durante la redazione della verifica di vulnerabilità sismica redatta dalla "Comes srl" di Sesto Fiorentino (FI) è stato effettuato un rilievo geometrico strutturale dei vari elementi che compongono il fabbricato e sono state condotte diverse analisi sullo stato di conservazione delle strutture. Inoltre sono stati eseguiti una serie di saggi esplorativi con lo scopo di conoscere la tipologia, dimensioni e caratteristiche meccaniche dei vari elementi strutturali. Tali indagini hanno portato ad un livello di conoscenza LC2 dell'edificio. Pertanto per tali dati si rimanda alla vulnerabilità sismica sopra citata. In generale il fabbricato presenta struttura portante in muratura, in mattoni pieni e malta di calce, di spessore variabile, i solai generalmente sono in latero-cemento, i sottotetti sono di tipo Perret o in putrelle in acciaio e tavellone all'intradosso, nel corpo principale, e in cannicciato intonacato nel corpo allungato. Le coperture sono in legno e tavelle e le fondazioni sono in murature poste alla base delle pareti portanti.

o) LIVELLO DI CONOSCENZA, FATTORE DI CONFIDENZA E PROPRIETA' MECCANICHE DEI MATERIALI ESISTENTI

Per la valutazione delle opere esistenti è necessario valutare il “livello di conoscenza” che rappresenta la qualità delle informazioni che si hanno a disposizione riguardo alla geometria, alle tipologie strutturali e ai materiali presenti nell’edificio.

Per l’edificio in esame attraverso le indagini e saggi eseguiti per la redazione della vulnerabilità sismica dell’edificio si è raggiunto un livello di conoscenza LC2 che comporta l’adozione di un fattore di confidenza FC=1,20.

Tale valore, per la analisi sullo stato attuale dell’edificio eseguite dallo studio “Comes srl” è stato adottato per le murature esistenti, mentre per tutti gli altri materiali che compongono il fabbricato (calcestruzzo, acciaio per cls e acciaio da carpenteria e legno) è stato adottato un fattore di confidenza FC=1.00 e quindi un livello di conoscenza LC3. Per la tipologia di interventi prevista, interventi locali su alcune porzioni di fabbricato, il sottoscritto ingegnere ha deciso di seguire la scelta fatta sui fattori di confidenza durante le analisi di vulnerabilità, anche sulla base del fatto che si vuole valutare l’incremento di sicurezza locale ottenuto con i singoli interventi ove possibile.

La **muratura esistente** risulta caratterizzata dai seguenti parametri:

- Livello di conoscenza attribuito: LC 2
- Fattore di Confidenza: FC=1.20
- Valori di riferimento dei parametri meccanici (Tabella C8A.2.1 – Circolare 02/02/2009):

$$\begin{aligned}f_m &= 320 \text{ N/cm}^2 \\ \tau_0 &= 7.6 \text{ N/cm}^2 \\ E &= 2382 \text{ N/mm}^2 \\ G &= 953 \text{ N/mm}^2 \\ w &= 18 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Il **calcestruzzo** utilizzato per le strutture può essere classificato in base alle resistenze come C25/30.

Le **barre di armatura** del calcestruzzo sono del tipo liscio FeB32k.

L’**acciaio** da carpenteria per profilati è del tipo Fe360.

Il **legno** per le strutture di copertura può essere classificato come Abete del Centro sud_ cat. S2 con:

- resistenza a flessione $f_{m,k}=28\text{N/mm}^2$
- resistenza a trazione parallelo alla fibratura $f_{t,0,k}=17\text{N/mm}^2$
- Modulo di elasticità parallelo alla fibratura $E_{0,\text{mean}}=1000000\text{N/mm}^2$
- Modulo di taglio $G_{\text{mean}}=63000\text{N/mm}^2$.

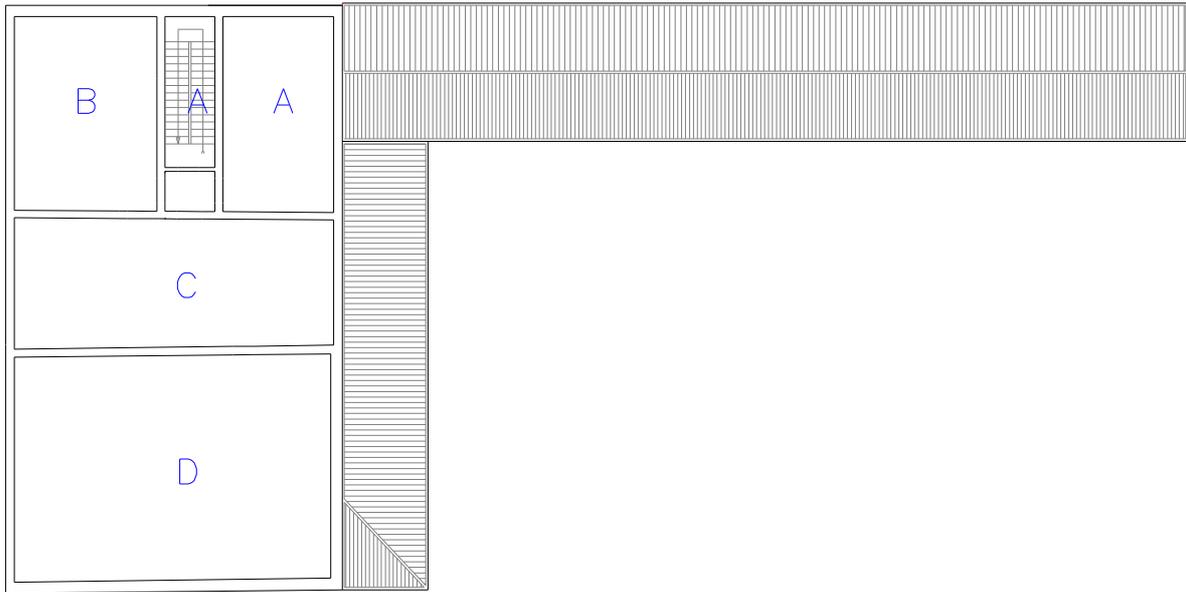
p) CONFRONTO STATO ATTUALE E DI PROGETTO

Gli interventi eseguiti sul corpo di fabbrica comportano un miglioramento locale delle singole zone di intervento. Vista la tipologia degli interventi eseguiti, la loro estensione e la categoria di intervento ('riparazione e intervento locale'), non è stato possibile quantificare numericamente il livello di sicurezza globale raggiunto, ma solo per alcuni elementi su cui si è intervenuto, si ritiene comunque che tutti gli interventi svolti rispettino quanto richiesto al punto 8.4.3 delle norme vigenti e che quindi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Per il fabbricato, in particolare è stato valutato il livello di sicurezza dei solai di piano rinforzati e delle travi metalliche esistenti a sostegno dei controsoffitti dell'ultimo piano che sono risultati entrambi migliorati; sono state rieseguite le verifiche ai meccanismi locali di quelle pareti in cui è stato posizionato il profilo metallico a cordonatura delle pareti stesse, che hanno comportato, rispetto allo stato attuale valutato nella verifica di vulnerabilità sismica, un miglioramento e un incremento del livello di sicurezza; le nuove travi a sostegno dei controsoffitti dell'ultimo piano nei vani che si affacciano su via da Polenta sono stati dimensionati e verificati per rispettare la normativa vigente; infine per la parete rinforzata di spessore 15cm è stato valutato l'incremento di resistenza a pressoflessione e taglio.

2.2. TABULATI DI CALCOLO E VERIFICHE

SOTTOTETTI



1. NUOVO SOTTOTETTO ZONA ALTA (SOLAIO A):

Posizionamento nuove travi IPE 120, interasse $i=112\text{cm}$ e controsoffitto in cartongesso_ Travi su due campate di luce $l_1=230\text{cm}$ e $l_2=475\text{cm}$.

Stato attuale

analisi dei carichi:	- peso proprio	0	kg/ml
	-permanenti non strutturali		
	- tavelloni	27.5	kg/mq
	- intonaco	27	
	- controsoffitto	30	
- carichi variabili	0	"	

Stato di progetto

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle IPE 120	10.4	kg/ml
	-permanenti non strutturali		
	cartongesso	15	kg/mq
	- carichi variabili (H1)	50	"

Con l'intervento in progetto i carichi sulle parete si riducono rispetto allo stato attuale. Nella zona di interesse (campo A) il sottotetto era sostenuto dalla capriata di copertura, pertanto con tale intervento si migliora anche il comportamento della capriata riducendo il carico gravante sulla catena in legno. Inoltre, la parete del vano scala non prosegue fino alla sommità della copertura ma si ferma a livello del sottotetto, pertanto oltre a collegare le nuove travi in acciaio a tale parete verrà anche posizionata in sommità una piattina metallica collegata alla parete stessa mediante barre innestate a resina in modo tale da vincolare in sommità la parete e ridurre i fenomeni di collasso per attivazione di meccanismi locali.

Caratteristiche profilo:

IPE 120

$$A_v = 6.51\text{cm}^2$$

$$W_{el} = 53.0 \text{ cm}^3$$

$$J = 318 \text{ cm}^4$$

$$\gamma_{m0} = 1.05$$

$$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$$

Sollecitazioni:

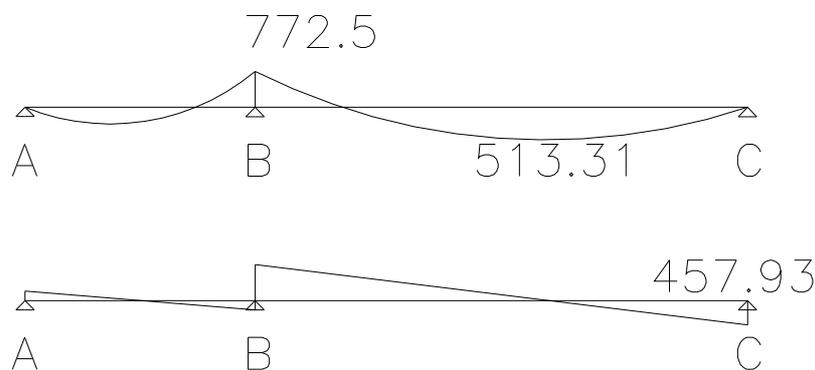
$$q = 1.3 \cdot (10.4) + 1.5 \cdot (15 + 50) = 111.02 \text{ kg/mq}$$

$$q' = q \cdot i = 111.02 \cdot 1.12 = 124.34 \text{ kg/m}$$

$$M_s = q' \cdot (l_1 + l_2)^3 / (8 \cdot (l_1 + l_2)) = 124.34 \cdot (2.3 + 4.75)^3 / (8 \cdot (2.3 + 4.75)) = 772.50 \text{ kgm}$$

$$M_{s_{\max}}^+ = q' \cdot l_2^2 / 8 + M_s / l_2 = 513.31 \text{ kgm}$$

$$T_{s,c} = q' \cdot l_2 / 2 + M_s / l_2 = 457.93 \text{ kg}$$



Il momento resistente è pari a:

$$M_R = \frac{W_{el} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1186.19 \text{ kgm} > M_s \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Il taglio resistente è pari a:

$$V_R = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 8412 \text{ kg} > V_s \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Calcolo deformabilità SLE:

$$q = 10.4 + 15 + 50 = 75.4 \text{ kg/mq}$$

$$q' = q \cdot i = 84.45 \text{ kg/ml}$$

freccia semplificata considerando lo schema di appoggio-appoggio

$$f = 0.84 \text{ cm} < 1/500 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Collegamento travi – parete in muratura attraverso piatto 300x120x10

Il collegamento verrà realizzato mediante 4 barre f14 innestate a resina (tipo Hilti Hit-hy 270). Si rimanda ai calcoli allegati. I calcoli svolti sono una semplificazione dello schema reale, pertanto la non verifica a rottura del mattone si ritiene non essere particolarmente significativa in quanto le piastre e le putrelle sono collegate mediante saldature ai profili perimetrali a cordatura dell'edificio, collegati alle pareti stesse mediante barre cl.8.8 innestate a resina.

2. NUOVO SOTTOTETTO ZONA ANGOLO VIA DA POLENTA E VIA RICCI (SOLAIO B):

Posizionamento nuove travi IPE 140, interasse $i=112\text{cm}$ e controsoffitto in cartongesso_ Travi su una campata di luce $l=575\text{cm}$

Stato attuale

analisi dei carichi:	- peso proprio	0	kg/ml
	- permanenti non strutturali		
	- tavelloni	27.5	kg/mq
	- intonaco	27	
	- controsoffitto	30	
	- carichi variabili	0	"

Stato di progetto

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle IPE 140	12.9	kg/ml
	- permanenti non strutturali		
	cartongesso	15	kg/mq
	- carichi variabili (H1)	50	"

Con l'intervento in progetto i carichi sulle parete si riducono rispetto allo stato attuale. Le travi sono state sovradimensionate rispetto alle effettive esigenze (sottotetto con accesso per sola manutenzione), nel caso in futuro si voglia utilizzare per l'alloggiamento di macchinari per la climatizzazione.

Caratteristiche profilo:

IPE 140

$$A_v = 7.64\text{cm}^2$$

$$W_{el} = 77.3\text{cm}^3$$

$$J = 541\text{cm}^4$$

$$\gamma_{m0} = 1.05$$

$$f_{yk} = 235\text{N/mm}^2$$

Sollecitazioni:

$$q = 1.3 \cdot (12.9) + 1.5 \cdot (15 + 50) = 114.27\text{kg/mq}$$

$$q' = q \cdot i = 114.27 \cdot 1.12 = 127.98\text{kg/m}$$

$$M + s = q' \cdot l^2 / 8 = 127.98 \cdot 5.75^2 / 8 = 528.93\text{kgm}$$

$$T_s = q' \cdot l / 2 = 367.94\text{kg}$$

Il momento resistente è pari a:

$$M_R = \frac{W_{el} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1211\text{kgm} > M_s \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Il taglio resistente è pari a:

$$V_R = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 9872.14\text{kg} > V_s \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Calcolo deformabilità SLE:

$$q = 12.9 + 15 + 50 = 77.90\text{kg/mq}$$

$$q' = q \cdot i = 87.25 \text{ kg/ml}$$

$$f = 1.09 \text{ cm} < 1/500 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Collegamento travi – parete in muratura attraverso piatto 300x120x10

Il collegamento verrà realizzato mediante 4 barre f14 innestate a resina (tipo Hilti Hit-hy 270). Si rimanda ai calcoli allegati. I calcoli svolti sono una semplificazione dello schema reale, pertanto la non verifica a rottura del mattone si ritiene non essere particolarmente significativa in quanto le piastre e le putrelle sono collegate mediante saldature ai profili perimetrali a cordonatura dell'edificio, collegati alle pareti stesse mediante barre cl.8.8 innestate a resina.

3. SOTTOTETTO ZONA CENTRALE (SOLAIO C):

Demolizione controsoffitto esistente con mantenimento delle travi IPN120 e posizionamento nuovo controsoffitto in cartongesso_ Travi su una campata di luce $l = 531 + 30 \text{ cm} = 561 \text{ cm}$

Stato attuale

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle esistenti IPN 120	11.1	kg/ml
	- permanenti non strutturali		
	- tavelloni	66	kg/mq
	- intonaco	45	
	- carichi variabili	0	"

Stato di progetto

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle esistenti IPN 120	11.1	kg/ml
	- permanenti non strutturali		
	cartongesso	15	kg/mq
	- carichi variabili (H1)	50	"

Con l'intervento in progetto i carichi sulle pareti e sulle travi del controsoffitto si riducono rispetto allo stato attuale. Le travi, analizzate con un livello di conoscenza LC3, soddisfano le verifiche di resistenza anche allo stato attuale.

Caratteristiche profilo:

IPN 120

$$A_v = 6.63 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} = 54.7 \text{ cm}^3$$

$$J = 328 \text{ cm}^4$$

$$\gamma_{m0} = 1.05$$

$$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$$

Sollecitazioni:

$$q = 1.3 \cdot (11.1) + 1.5 \cdot (15 + 50) = 111.93 \text{ kg/mq}$$

$$q' = q \cdot i = 111.93 \cdot 0.95 = 106.33 \text{ kg/m}$$

$$M + s = q' \cdot l^2 / 8 = 106.33 \cdot 5.61^2 / 8 = 418.32 \text{ kgm}$$

$$T_s = q' \cdot l / 2 = 298.25 \text{ kg}$$

Il momento resistente è pari a:

$$M_R = \frac{W_{el} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1224.24 \text{ kgm} > M_s \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Il taglio resistente è pari a:

$$V_R = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 8567 \text{ kg} > V_s \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Calcolo deformabilità SLE:

$$q = 11.1 + 15 + 50 = 76.10 \text{ kg/mq}$$

$$q' = q * i = 72.30 \text{ kg/ml}$$

$$f = 1.35 \text{ cm} < 1/400 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

4. SOTTOTETTO ZONA LATO PIAZZA SAN FRANCESCO (SOLAIO D):

Demolizione controsoffitto esistente con mantenimento delle travi IPN240 e posizionamento nuovo controsoffitto in cartongesso_ Travi su una campata di luce $l = 910 + 30 \text{ cm} = 940 \text{ cm}$

Stato attuale

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle esistenti IPN240	36.2	kg/ml
	- permanenti non strutturali		
	- tavelloni	27.5	kg/mq
	- intonaco	27	
	- controsoffitto	30	
	- carichi variabili	0	"

Stato di progetto

analisi dei carichi:	- peso proprio putrelle esistenti IPN240	36.2	kg/ml
	- permanenti non strutturali		
	cartongesso	15	kg/mq
	- carichi variabili (H1)	50	"

Con l'intervento in progetto i carichi sulle pareti e sulle travi del controsoffitto e si riducono rispetto allo stato attuale. Le travi, analizzate con un livello di conoscenza LC3, soddisfano le verifiche di resistenza anche allo stato attuale.

Caratteristiche profilo:

IPN 240

$$A_v = 22.33 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} = 354 \text{ cm}^3$$

$$J = 4250 \text{ cm}^4$$

$$\gamma_{m0} = 1.05$$

$$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$$

Sollecitazioni:

$$q = 1.3 * (36.2) + 1.5 * (15 + 50) = 144.56 \text{ kg/mq}$$

$$q' = q * i = 144.56 * 1.45 = 209.61 \text{ kg/m}$$

$$M + s = q' l^2 / 8 = 209.61 * 9.40 = 2315.14 \text{ kgm}$$

$$T_s = q' l / 2 = 985.17 \text{ kg}$$

Il momento resistente è pari a:

$$M_R = \frac{W_{el} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 7922 \text{kgm} > M_s \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Il taglio resistente è pari a:

$$V_R = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 28854 \text{kg} > V_s \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Calcolo deformabilità SLE:

$$q = 36.2 + 15 + 50 = 101.2 \text{kg/mq}$$

$$q' = q * i = 146.7 \text{kg/ml}$$

$$f = 1.67 \text{cm} < 1/500 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

VERIFICA RINFORZO SOLAIO DI PIANO PRIMO E PIANO SECONDO

Solai in latero-cemento di altezza $h=14+3.5$

Solaio in latero-cemento vano 24 e 25 piano primo (vedi verifica di vulnerabilità p.8.1.3)

analisi dei carichi:	- peso proprio solaio	234	kg/mq
	- permanenti non strutturali	196	"
	- carichi variabili (Cat. A)	300	"

STATO ATTUALE

8.1.3 Solaio vani 24 e 25 piano primo (tipo I.5)

Solaio in laterocemento di luce: $L = 5,4$ m (v. Schede saggi, Saggio a pavimento I.5). In fase di scasso durante i saggi è stata rilevata la presenza di un rompitratta in spessore in cemento armato, il quale non è stato preso in considerazione nella verifica del solaio visto che le dimensioni e le armature rilevate di questa non sono sufficienti per resistere alle azioni sollecitanti se fosse in grado di funzionare da rompitratta.

Armatura superiore: 1 Ø 14, copriferro pari a 4,5 cm

Armatura inferiore: 1 Ø 12, copriferro pari a 4 cm

Analisi dei carichi

Carichi permanenti:

Pavimentazione:	0,25 kN/m ²
Sottofondo:	0,81 kN/m ²
Soletta:	0,84 kN/m ²
Pignatte:	0,7 kN/m ²
Travetti:	0,8 kN/m ²
Intonaco:	0,9 kN/m ²
TOTALE:	4,30 kN/m ² = G

Carichi variabili: $Q = 3$ kN/m²

Azioni allo SLU: $Q_{SLU} = 10,09$ kN/m²

Verifiche agli stati limite ultimi

Verifica a flessione (D.M. 14.01.08, 4.1.2.1.2.)

$M_{Rd} = 5,31$ kN m	Momento resistente ultimo
$q = Q_{SLU,i} = 3,53$ kN/m	Carico distribuito su $i =$ interasse = 35 cm
$M_{max,a} = qL^2/10 = 10,30$ kN m	Momento sollecitante massimo nell'ipotesi di trave con doppio semincastro
$M_{max,b} = qL^2/8 = 12,88$ kN m	Momento sollecitante massimo nell'ipotesi di trave con doppio appoggio

$$M_{Ed} = \max (M_{max,b} , M_{max,a}) = M_{max,b}$$

$M_{Ed} > M_{Rd}$ NON VERIFICATO

Verifica a Taglio (D.M. 14.01.08, 4.1.2.1.3.)

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

dove:

$$k = 2$$

$\rho_l = 0,02$ Rapporto geometrico di armatura longitudinale
 $\sigma_{cp} = 0$ Tensione media di compressione
 $v_{min} = 0,52$
 $V_{Rd} = 8,83 \text{ kN}$ Resistenza a taglio
 $V_{ed} = qL/2 = 9,54 \text{ kN}$ Sforzo di taglio agente
 $V_{Ed} > V_{Rd}$ **NON VERIFICATO**

Carichi variabili: $Q = 2 \text{ kN/m}^2$
 Azioni allo SLU: $Q_{SLU} = 8,59 \text{ kN/m}^2$

Verifiche agli stati limite ultimi

Verifica a flessione (D.M. 14.01.08, 4.1.2.1.2.)

$M_{Rd} = 5,31 \text{ kN m}$ Momento resistente ultimo
 $q = Q_{SLU}i = 3,01 \text{ kN/m}$ Carico distribuito su $i =$ interasse = 35 cm
 $M_{max,a} = qL^2/10 = 8,77 \text{ kN m}$ Momento sollecitante massimo nell'ipotesi di trave con doppio semincastro
 $M_{max,b} = qL^2/8 = 10,96 \text{ kN m}$ Momento sollecitante massimo nell'ipotesi di trave con doppio appoggio
 $M_{ed} = \max(M_{max,b}, M_{max,a}) = M_{max,b}$
 $M_{Ed} > M_{Rd}$ **NON VERIFICATO**

Verifica a Taglio (D.M. 14.01.08, 4.1.2.1.3.)

$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp} b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$

dove:

$k = 2$

$\rho_l = 0,02$ Rapporto geometrico di armatura longitudinale
 $\sigma_{cp} = 0$ Tensione media di compressione
 $v_{min} = 0,52$
 $V_{Rd} = 8,83 \text{ kN}$ Resistenza a taglio
 $V_{ed} = qL/2 = 8,12 \text{ kN}$ Sforzo di taglio agente
 $V_{Ed} < V_{Rd}$ **VERIFICATO**

STATO DI PROGETTO

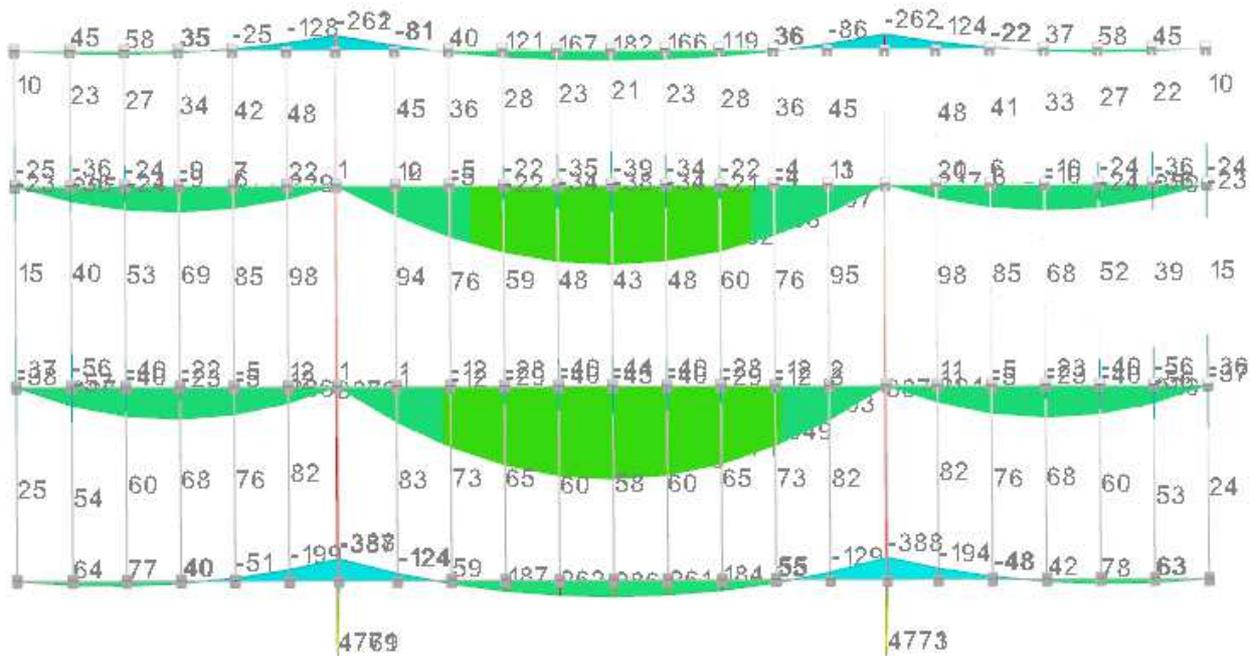
analisi dei carichi:	- peso proprio solaio	234	kg/mq
	- permanenti non strutturali attuali	196	"
	- permanenti strutturali progetto		
	- tramezzi cartongesso;	50	
	- controsoffitto cartongesso*	15	
	- carichi variabili (Cat. A)	300	"

*il controsoffitto graverà sulle nuove putrelle in acciaio e sulle pareti perimetrali

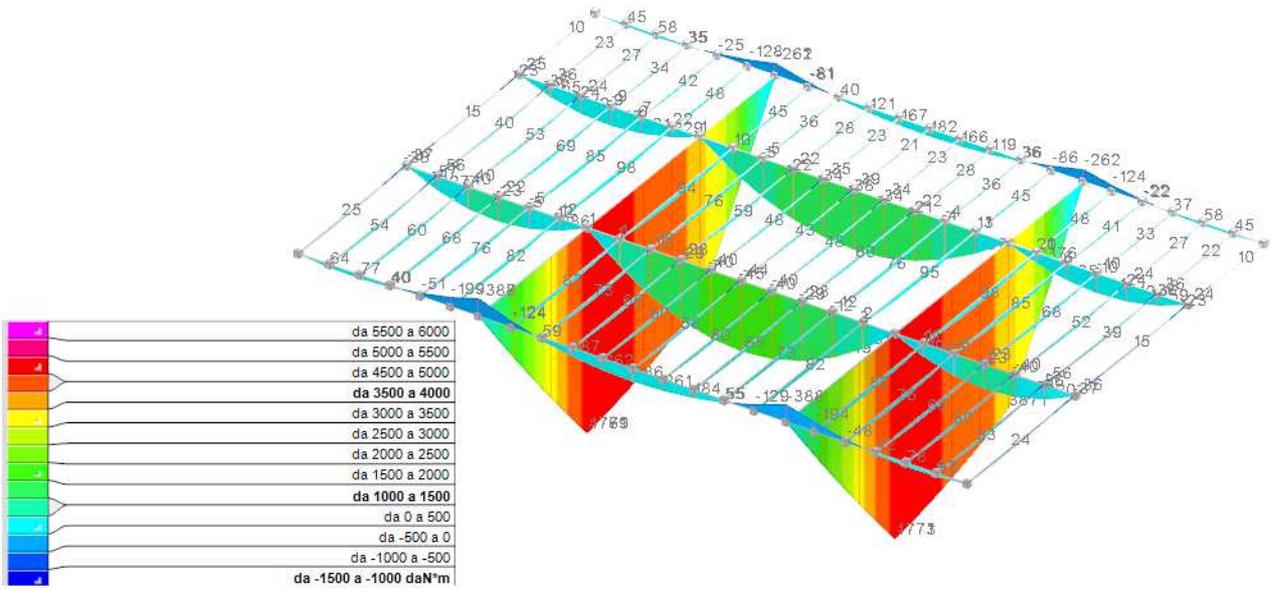
FASE I – SOLAIO ESISTENTE SOGGETTO SOLO A PESO PROPRIO E PESO PERMANENTE PORTATO

Azioni allo SLU: $Q_{slu} = 1.3 * (2.34 + (1.96 + 0.50)) = 6.24 \text{ kN/m}^2$ cap.8.5.5 NTC
 $q = Q_{slu}i = 2.18 \text{ kN/m}$ Carico distribuito su $i =$ interasse = 35cm
 $M_{max,a} = qL^2/10 = 6.36 \text{ kNm}$ M sollecitante Massimo con ipotesi di trave con doppio semincastro
 $M_{max,b} = qL^2/8 = 7.88 \text{ kNm}$ M sollecitante Massimo con ipotesi di trave con doppio appoggio
 $V_{ed} = qL/2 = 5.84 \text{ kN}$

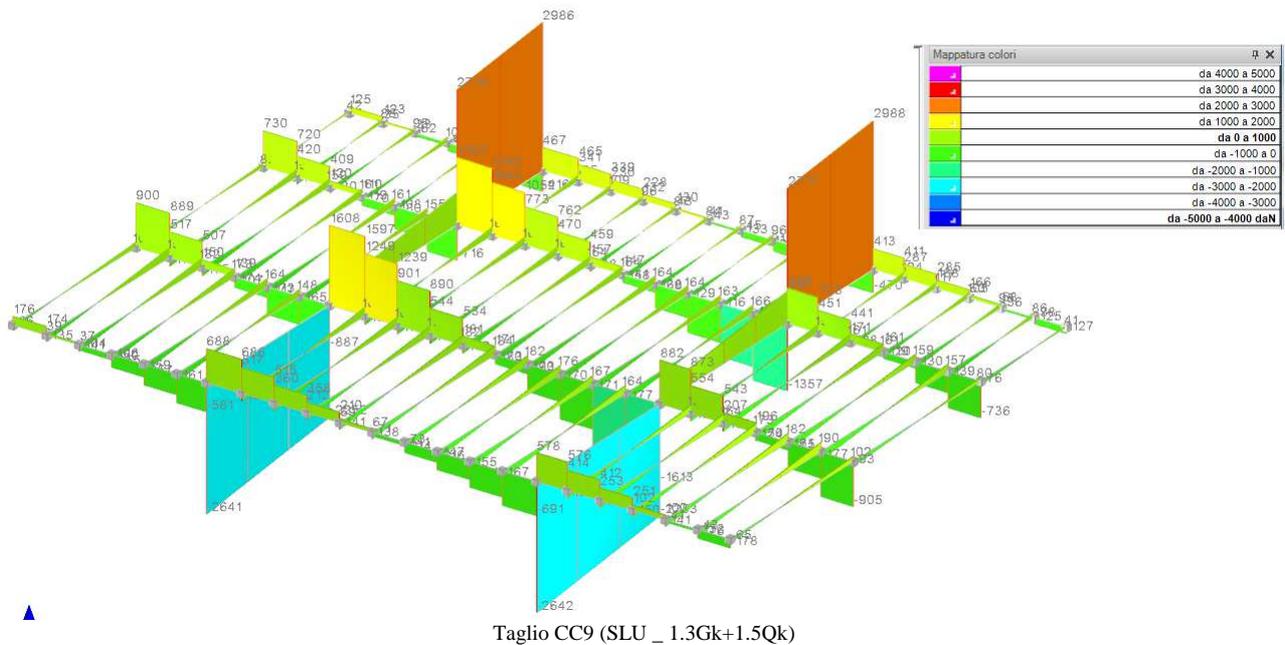
FASE II – SOLAIO ESISTENTE + RINFORZO SOGGETTO A CARICO ACCIDENTALE (E PESO PROPRIO TRAVI IN ACCIAIO)



Valori sollecitazioni flettenti travetti soggetti a solo carico accidentale, vincolo appoggio-appoggio



Momento flettente CC9 (SLU _ 1.3Gk+1.5Qk)



Sollecitazioni solaio in latero-cemento

$M_{max,a}^- = 0 \text{ kNm}$ M sollecitante Massimo con ipotesi di trave con doppio appoggio

$M_{max,a}^+ = 0.98 \text{ kNm}$ M sollecitante Massimo con ipotesi di trave con doppio appoggio

$V_{ed} = 1.82 \text{ kN}$

FASE I + FASE II – SOLAIO ESISTENTE

FASE I

$M^I = 6.36 \text{ kNm} > M_R$

$M^{I+} = 7.88 \text{ kNm} > M_R$

$V^I = 5.84 \text{ kN} < V_R$

FASE II

$M^{II-} = 0 \text{ kNm} < M_R$

$M^{II+} = 0.98 \text{ kNm} < M_R$

$V^{II} = 1.69 \text{ kN} < V_R$

$M^I + M^{II-} = 6.36 \text{ kNm} > M_R^- = 4.66 \text{ kNm}$

$M^{I+} + M^{II+} = 7.88 + 0.98 = 8.86 \text{ kNm} > M_R^- = 5.52 \text{ kNm}$ NON VERIFICATO

Il solaio non risulta essere ancora verificato a momento flettente con la normativa vigente, ma le sollecitazioni derivanti dal nuovo schema di carico si riducono significativamente.

Stato attuale:

$M_s^- / M_R^- = 10.30 / 4.66 = 2.21$

$M_s^+ / M_R^+ = 12.88 / 5.52 = 2.33$

Stato di progetto:

$M_s^- / M_R^- = 6.36 / 4.66 = 1.36$ migliorato del 39%

$M_s^+ / M_R^+ = 8.86 / 5.52 = 1.60$ migliorato del 31%

$V^I + V^{II} = 5.84 + 1.69 = 7.53 \text{ kN} < V_R = 8.83 \text{ kN}$ VERIFICATO

Solaio in latero-cemento vano 37 e 38 piano secondo (vedi verifica di vulnerabilità p.8.1.7)

analisi dei carichi:	- peso proprio solaio	256	kg/mq
	- permanenti non strutturali	103	"
	- carichi variabili (Cat. A)	200	"

STATO ATTUALE

8.1.7 Solaio vani 37 e 38 piano secondo (tipo II.3)

Solaio in laterocemento di luce: $L = 5,6$ m (v. Schede saggi, Saggio a pavimento II.3). La normativa (D.M. 14.01.08, 3.1.3.) indica la possibilità di calcolare l'incidenza dei tramezzi come un carico uniformemente distribuito, ma data l'assenza di una rete elettrosaldata nella soletta che permetta la ripartizione dei carichi agenti, il solaio è stato verificato considerando i tramezzi come carico concentrato sul travetto del solaio a distanza $x = 1,6$ m dalla parete est, nel caso più sfavorevole che si potesse presentare.

Armatura superiore: n.p.

Armatura inferiore: 2 \emptyset 12, copriferro pari a 2,5 cm

Analisi dei carichi

Carichi permanenti:

Pavimentazione:	0,4	kN/m ²
Sottofondo:	0,36	kN/m ²
Soletta:	0,96	kN/m ²
Pignatte:	0,7	kN/m ²
Travetti:	0,90	kN/m ²
Intonaco:	0,27	kN/m ²
TOTALE:	3,59	kN/m² = G

Carichi variabili: $Q = 2$ kN/m²

Azioni allo SLU: $Q_{SLU} = 7,67$ kN/m²

Carico concentrato dovuto al tramezzo: $P = 1,04$ kN

Verifiche agli stati limite ultimi

Verifica a flessione (D.M. 14.01.08, 4.1.2.1.2.)

$M_{Rd} = 8,88$ kN m

Momento resistente ultimo

$q = Q_{SLU}i = 3,21$ kN/m

Carico distribuito su $i =$ interasse = 35 cm

$M(L/2) = qL^2/8 + Pb/L = 13,45$ kNm Momento sollecitante in mezzera

$M_{Ed} = \max(M(L/2), M(x=4,0)) = 13,45$ kN/m

nell'ipotesi di trave su due appoggi

$M_{Ed} > M_{Rd}$ NON VERIFICATO

Verifica a Taglio (D.M. 14.01.08, 4.1.2.1.3.)

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

dove:

$$k = 2,00$$

$\rho_1 = 0,017$ Rapporto geometrico di armatura longitudinale
 $\sigma_{cp} = 0$ Tensione media di compressione
 $v_{min} = 0,49$
 $V_{Rd} = 11,23 \text{ kN}$ Resistenza a taglio
 $V_{ed} = qL/2 + Pa/L = 10,12 \text{ kN}$ Sforzo di taglio agente
 $V_{Ed} < V_{Rd}$ VERIFICATO

Carichi variabili: $Q = 3 \text{ kN/m}^2$
 Azioni allo SLU: $Q_{SLU} = 9,17 \text{ kN/m}^2$
 Carico concentrato dovuto al tramezzo: $P = 1,04 \text{ kN}$

Verifiche agli stati limite ultimi

Verifica a flessione (D.M. 14.01.08, 4.1.2.1.2.)

$M_{Rd} = 8,88 \text{ kN m}$ Momento resistente ultimo
 $q = Q_{SLU}i = 3,21 \text{ kN/m}$ Carico distribuito su $i =$ interasse = 35 cm
 $M(L/2) = qL^2/8 + Pb/L = 15,51 \text{ kNm}$ Momento sollecitante in mezzzeria
 $M_{Ed} = \max(M(L/2), M(x=4,0)) = 15,51 \text{ kN/m}$ nell'ipotesi di trave su due appoggi
 $M_{Ed} > M_{Rd}$ NON VERIFICATO

Verifica a Taglio (D.M. 14.01.08, 4.1.2.1.3.)

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

dove:

$k = 2,00$
 $\rho_1 = 0,017$ Rapporto geometrico di armatura longitudinale
 $\sigma_{cp} = 0$ Tensione media di compressione
 $v_{min} = 0,49$
 $V_{Rd} = 11,23 \text{ kN}$ Resistenza a taglio
 $V_{ed} = qL/2 + Pa/L = 11,59 \text{ kN}$ Sforzo di taglio agente
 $V_{Ed} > V_{Rd}$ NON VERIFICATO

STATO DI PROGETTO:

analisi dei carichi:	- peso proprio solaio	256	kg/mq
	- permanenti non strutturali	103	"
	- permanenti strutturali progetto		
	- controsoffitto cartongesso	15	
	- carichi variabili (Cat. A)	200	"

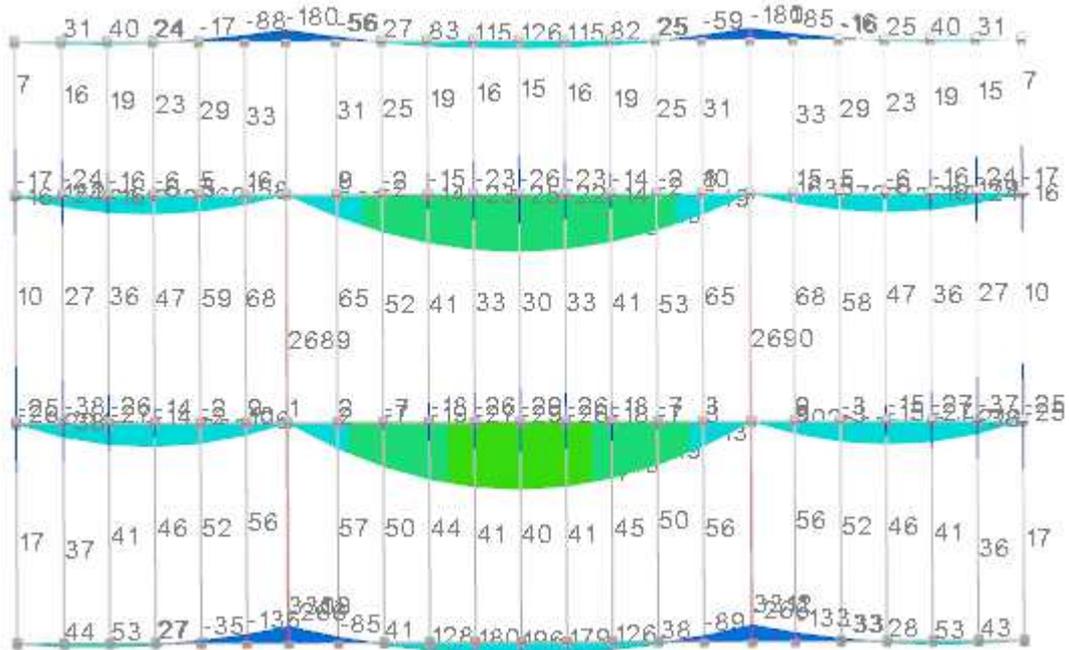
*il controsoffitto graverà sulle nuove putrelle in acciaio e sulle pareti perimetrali

FASE I – SOLAIO ESISTENTE SOGGETTO SOLO A PESO PROPRIO E PESO PERMANENTE PORTATO

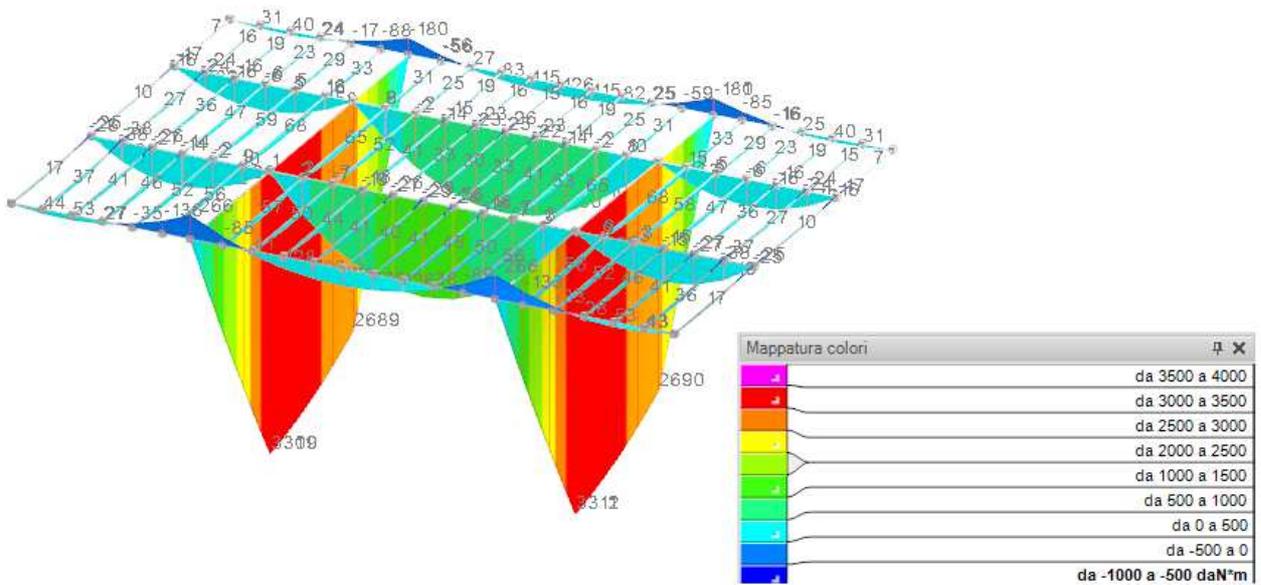
Azioni allo SLU: $Q_{slu} = 1.3 * (2.56 + 1.03) = 4.67 \text{ kN/m}^2$ cap.8.5.5 NTC
 $q = Q_{slu}i = 1.63 \text{ kN/m}$ Carico distribuito su $i =$ interasse = 35cm
 $M_{max,a} = 0 \text{ kNm}$ M sollecitante Massimo con ipotesi di trave con doppio appoggio
 $M_{max,a} = qL^2/8 = 6.39 \text{ kNm}$ M sollecitante Massimo con ipotesi di trave con doppio appoggio
 $V_{ed} = qL/2 = 4.56 \text{ kN}$

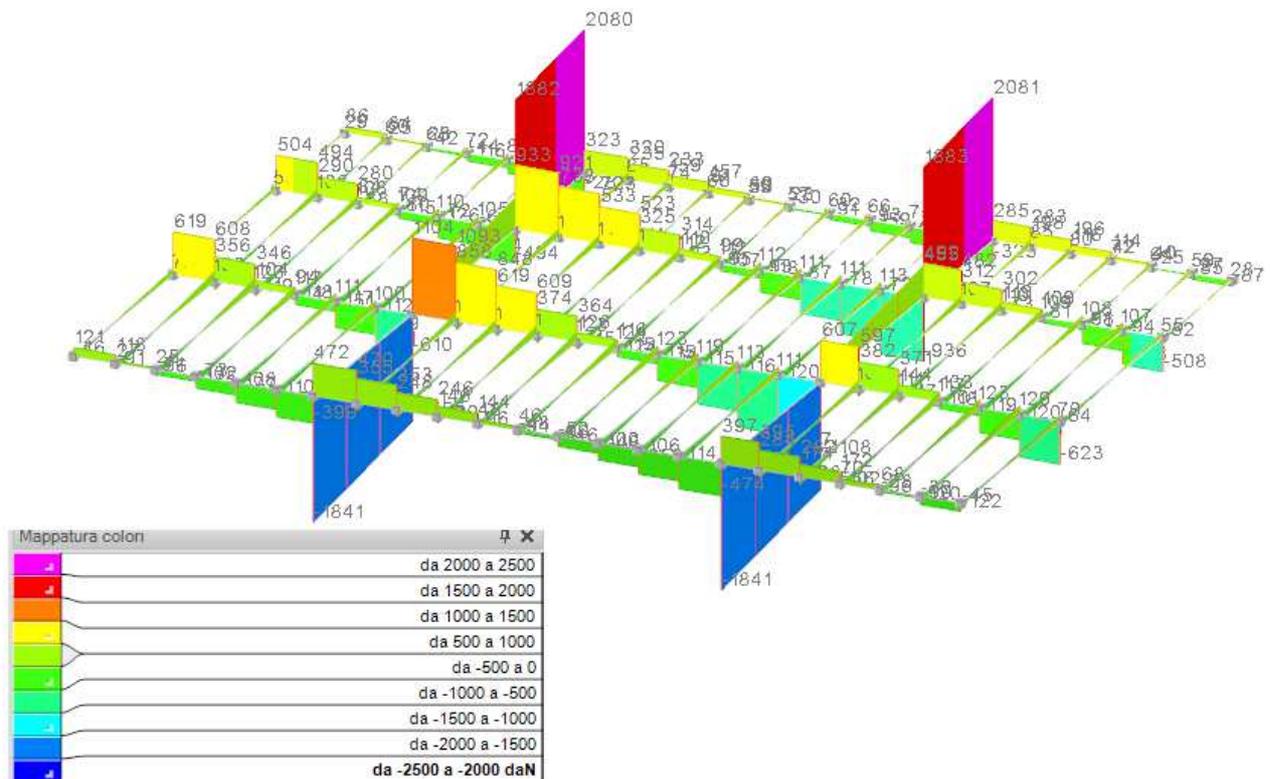
Si è deciso di eseguire i calcoli considerando il solo vincolo di doppio appoggio in quanto il solaio è privo di armatura estradossale anche agli appoggi.

FASE II – SOLAIO ESISTENTE + RINFORZO SOGGETTO A CARICO ACCIDENTALE (E PESO PROPRIO TRAVI IN ACCIAIO)



Valori sollecitazioni flettenti travetti soggetti a solo carico accidentale, vincolo appoggio-appoggio





Taglio CC9 (SLU _ 1.3Gk+1.5Qk)

Sollecitazioni solaio in latero-cemento

$M_{max,a}^- = 0 \text{ kNm}$ M sollecitante Massimo con ipotesi di trave con doppio appoggio

$M_{max,a}^+ = 0.65 \text{ kNm}$ M sollecitante Massimo con ipotesi di trave con doppio appoggio

$V_{ed} = 1.10 \text{ kN}$

FASE I + FASE II – SOLAIO ESISTENTE

FASE I

$M^{I-} = 0 \text{ kNm} > M_R$

$M^{I+} = 6.39 \text{ kNm} > M_R$

$V^I = 4.56 \text{ kN} < V_R$

FASE II

$M^{II-} = 0 \text{ kNm} < M_R$

$M^{II+} = 0.65 \text{ kNm} < M_R$

$V^{II} = 1.10 \text{ kN} < V_R$

$M^{I-} + M^{II-} = 0 \text{ kNm} < M_R^- = 0.32 \text{ kNm}$

$M^{I+} + M^{II+} = 6.39 + 0.65 = 7.04 \text{ kNm} < M_R^- = 8.88 \text{ kNm}$ VERIFICATO

$V^I + V^{II} = 4.56 + 1.10 = 5.66 \text{ kN} < V_R = 11.23 \text{ kN}$ VERIFICATO

VERIFICA PUTRELLE DI RINFORZO SOLAI

Le travi principali sono formate da travi IPE 240, mentre le travi secondarie collegate mediante vincoli a cerniera alle travi principali sono realizzate con travi IPE 200.

TRAVI IPE 240 Fe360

Classificazione profilo:

acciaio S235JR -> $\epsilon=1$

IPE 240 -> classe 1

Il momento resistente è pari a:

$$M_R = \frac{W_{el} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 7251.4 \text{kgm}$$

$$W_{el} = 324 \text{cm}^3$$

Il taglio resistente è pari a:

$$V_R = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 24680.3 \text{kg}$$

$$A_v = 19.1 \text{cm}^2$$

Verifica delle sollecitazioni massime:

Trave piano primo

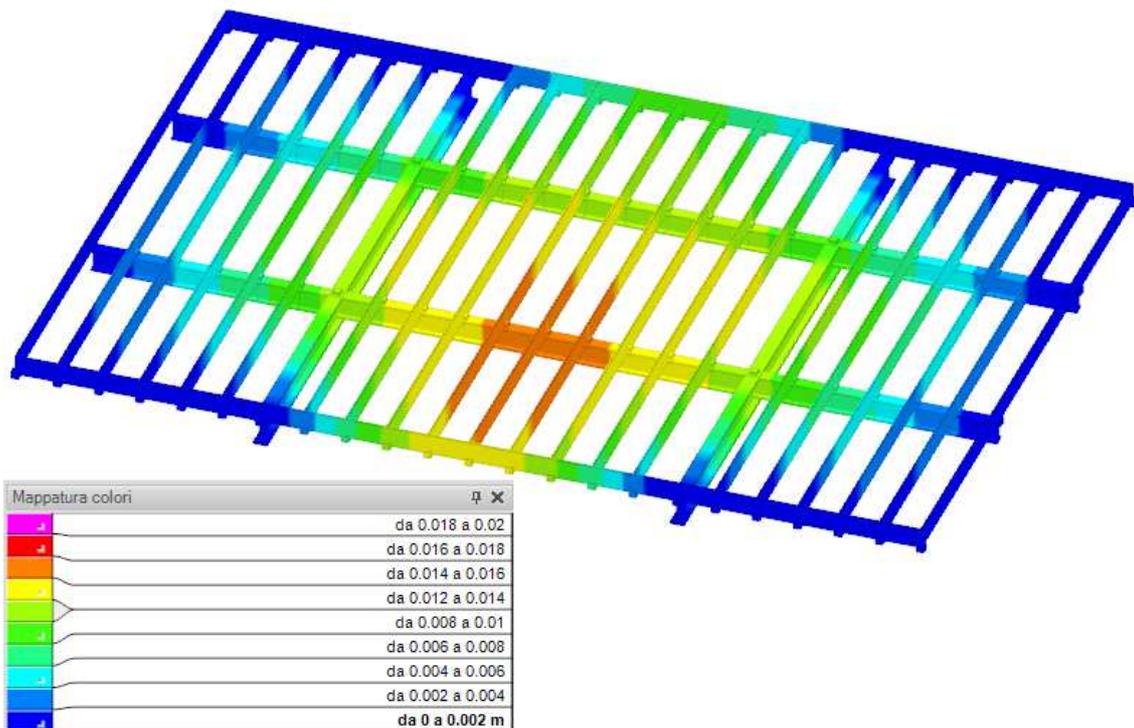
$$M = 4772.76 \text{kgm} < M_R$$

$$T = 2642.0 \text{kg} < T_R$$

Calcolo deformabilità:

$$f = 1.14 \text{cm} < l/450$$

$$J = 3892 \text{cm}^4$$



Deformabilità CC4 (SLR _ Gk+Qk)

TRAVI IPE 200 Fe360

Classificazione profilo:

acciaio S235JR -> $\epsilon=1$

IPE 200 -> classe 1

Il momento resistente è pari a:

$$M_R = \frac{W_{el} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 4341.9 \text{kgm}$$

$$W_{el} = 194 \text{cm}^3$$

Il taglio resistente è pari a:

$$V_R = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 18090.3 \text{kg}$$

$$A_v = 14.0 \text{cm}^2$$

Verifica delle sollecitazioni massime:

Trave piano primo

$$M = 1633.01 \text{kgm} < M_R$$

$$T = 1613 \text{kg} < T_R$$

Calcolo deformabilità:

$$f = 1.44 \text{cm} < l/250$$

$$L = 359 \text{cm}$$

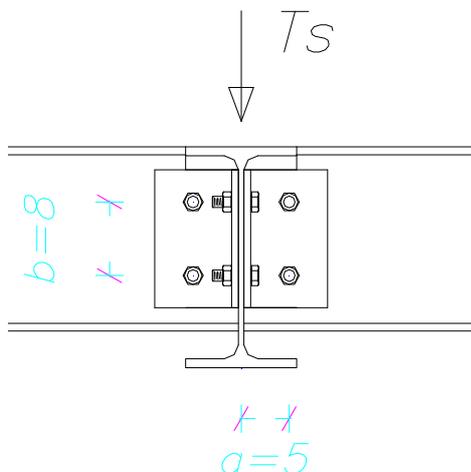
$$J = 1943 \text{cm}^4$$

La freccia è leggermente inferiore a quanto richiesto da normativa per i nuovi fabbricati (solai in genere Tabella 4.2.X), ma il posizionamento della struttura metallica sicuramente va a ridurre le deformazioni esistenti del solaio allo stato attuale, per tanto si ritiene che l'intervento sia migliorativo.

COLLEGAMENTO TRAVE PRINCIPALE IPE 240 E TRAVE SECONDARIA IPE 200

$$T_S = 2717 \text{kg}$$

Caso 1:



$$T = T_S / nb = 2717 / 2 = 1358.5 \text{kg}$$

$$H = T_S * a / h_1 = 2717 * 0.05 / 0.08 = 1698.12 \text{kg}$$

$$S = (T^2 + H^2)^{0.5} = 2174.66 \text{kg}$$

$$\tau_b = S / 2A_{res} = 2174.6 / (2 * 84.3) = 128.98 \text{N/mm}^2 < f_d$$

$$S < F_{v,rd} = 3237 \text{kg} \text{ resistenza a taglio}$$

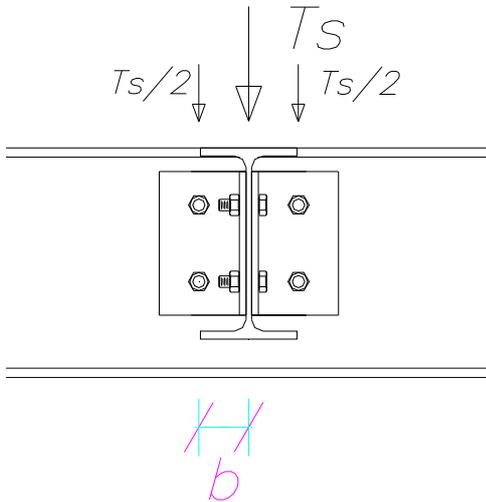
Verifica rifollamento del piatto:

$$F_{b,Rd} = k\alpha f_{tk} dt / \gamma_{m2} = 5428 \text{ kg}$$

$$\alpha = 0.897$$

$$k = 2.5$$

Caso 2:



$$T = Ts/2 * nb = 2717/4 = 679.25 \text{ kg}$$

$$H = Ts * a / 2h1 = 2717 * 0.05 / 2 * 0.08 = 849.06 \text{ kg}$$

$$S = (T^2 + H^2)^{0.5} = 1087.33 \text{ kg}$$

$$\tau_b = S / 2A_{res} = 10873.3 / (2 * 84.3) = 64.49 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

$$S < F_{v,Rd} = 3237 \text{ kg} \text{ resistenza a taglio}$$

Verifica rifollamento del piatto:

$$F_{b,Rd} = k\alpha f_{tk} dt / \gamma_{m2} = 5428 \text{ kg}$$

$$\alpha = 0.897$$

$$k = 2.5$$

PLATEA PIATTAFORMA ELEVATRICE

In riferimento alle azioni desunte da elaborati tecnici di piattaforme elevatrici delle stesse dimensioni e simili a quella che dovrà essere montata, e procedendo a vantaggio di sicurezza, si è considerata agente sulla fondazione una forza totale verticale di intensità pari a $2340 \times 2 + 140 \times 2 + 170 = 5130 \text{ kg}$, applicata in corrispondenza del pistone, a cui dovrà essere aggiunto il contributo del peso proprio della platea stessa ($s=30 \text{ cm}$) pari a:

$$PP = 1.65 \times 1.8 \times 0.30 \times 2500 = 2227.5 \text{ kg}$$

Pertanto, adottando nei calcoli l'Approccio di progetto tipo 2 come previsto dalla normativa, si ottengono le seguenti azioni di progetto:

$$N_d = 1.3 \times 2227.5 + 1.5 \times 5130 = 10590.75 \text{ kg}$$

$$M_d = 1.5 \times 5130 \times 0.70 = 5386.5 \text{ kgm}$$

L'eccentricità dei carichi risulta:

$$e = M_d / N_d = 5386.5 / 10590.75 = 50.86 \text{ cm}$$

La lunghezza effettiva equivalente risulta L' :

$$L' = L - 2e = 180 - 2 \times 51 = 80 \text{ cm}$$

Pertanto l'area effettiva equivalente è pari a:

$$A' = B \times L' = 165 \times 80 = 13200 \text{ cm}^2$$

Da cui risulta una pressione di progetto pari a:

$$q_d = N_d / A' = 10590.75 / 13200 = 0.802 \text{ kg/cm}^2 = 8.02 \text{ t/m}^2$$

La verifica della capacità portante viene fatta in termini del confronto $E_d \leq R_d$, dove

$E_d=8.02 \text{ t/mq}$

ed R_d , valore della capacità portante, si ricava mediante la formula trinomia sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate. Come si evince dai tabulati riportati al cap.6.2 essa risulta pari a:

$R_d=9.81 \text{ t/mq}$

Pertanto la verifica agli SLU è soddisfatta; inoltre la verifica allo slittamento risulta palesemente soddisfatta in relazione alle forze trasversali trasmesse dalla sovrastruttura.

Le armature riportate negli elaborati esecutivi risultano sufficienti a soddisfare gli stati limite di fessurazioni, deformazioni e limitazione delle tensioni nella platea di fondazione.

I valori dei cedimenti del terreno, in considerazione delle basse tensioni di esercizio, risultano compatibili con la tipologia della struttura e con la funzionalità del manufatto.

Dimensionamento armature

In considerazione dei modesti carichi trasmessi dalla struttura in elevazione alla platea di fondazione, non si esegue il calcolo perché non necessario: la platea verrà armata con ferri $\phi 8/20''$ e posizionando lungo gli allineamenti dei muri dei cordoli armati formati da almeno n.4 barre $\phi 12$ legate da staffe $\phi 8/20''$.

TRAVI A CONFINAMENTO DELL'APERTURA NEL SOLAIO PER IL PASSAGGIO DELLA PIATTAFORMA ELEVATRICE

Saranno realizzate due travi di confinamento per la realizzazione dell'apertura nel solaio per il passaggio della piattaforma elevatrice. La prima parallela all'orditura del solaio di luce pari a circa 5.33m e collegata alle pareti perimetrali del vano e una seconda trave di luce pari a circa 2.05m collegata da un lato alla muratura perimetrale e dall'altro alla prima trave.

analisi dei carichi:	- peso proprio solaio	234	kg/mq
	- permanenti non strutturali	196	"
	- carichi variabili (Cat. A)	300	"

Trave di luce 1.55m, solaio luce 3.73m:

Azioni allo SLU: $Q_{slu}=1.3*234+1.5*(196+300)=1048.2\text{kg/m}^2$

$q=Q_{slu}+1.3*\gamma bh=1048.2*3.73/2+1.3*2500*0.3*0.18=2130.39\text{kg/m}$

$L=1.55\text{m}$

$i=3.58\text{m}$

$M_{max,a}=qL^2/8=639.78\text{kgm}$ M sollecitante Massimo con ipotesi di trave con doppio appoggio

$A_s=M/(0.9*d*f_{yd})=M/(0.9*0.15*391.3)=1.21\text{cm}^2$ 3f14

$V_{ed}=qL/2=1651.05\text{kg}$

$V_{Rsd}=0.9*d*A_s*f_{yd}(\text{ctg}\alpha+\text{ctg}\theta)\sin\alpha/s=4402.2\text{kg}$

$A_s=2*0.5\text{cm}^2$

$s=12\text{cm}$

$d=0.15\text{m}$

$V_{Rcd}=0.9db_w\alpha_c f'_{cd}(\text{ctg}\alpha+\text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta)=14343.8\text{kg}$

$V_{ed} \leq \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 4402.2\text{kg}$

Trave di luce 5.33m, carico concentrato V_{ed} a 1.60m dall'appoggio:

Sollecitazioni derivanti da carico concentrato:

$$V_a = T_b/l = 495.62 \text{ kg}$$

$$V_b = T_a/l = 1155.43 \text{ kg}$$

Con:

$$a = 3.73 \text{ m}$$

$$b = 1.6 \text{ m}$$

$$L = 5.33 \text{ m}$$

$$M_{\max} = V_a \cdot a = 1848.66 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo a } 3.73 \text{ m}$$

Sollecitazioni derivanti dal peso proprio della trave:

$$q = 1.3 \cdot \gamma \cdot b \cdot h = 1.3 \cdot 2500 \cdot 0.4 \cdot 0.18 = 234 \text{ kg/m}$$

$$M_{x=3.73 \text{ m}} = q \cdot x/2 - q \cdot x^2/2 = 698.25 \text{ kgm}$$

$$M_{\max} = q \cdot l^2/8 = 830.96 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} = q \cdot l/2 = 623.61 \text{ kg}$$

$$M = M_{\max} + M_{x=3.73 \text{ m}} = 1848.66 + 698.25 = 2546.92 \text{ kgm}$$

$$A_s = M / (0.9 \cdot d \cdot f_{yd}) = M / (0.9 \cdot 0.15 \cdot 391.3) = 4.82 \text{ cm}^2 \quad 5f16$$

$$V_{ed \max} = V_b + V_{\max} = 1155.43 + 623.61 = 1779.04 \text{ kg}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \sin \alpha / s = 4402.2 \text{ kg}$$

$$A_s = 2 \cdot 0.5 \text{ cm}^2$$

$$s = 12 \text{ cm}$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) = 19125.0 \text{ kg}$$

$$V_{ed} \leq \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 4402.2 \text{ kg}$$

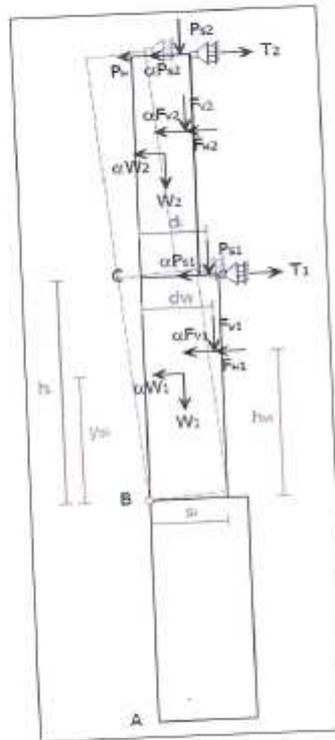
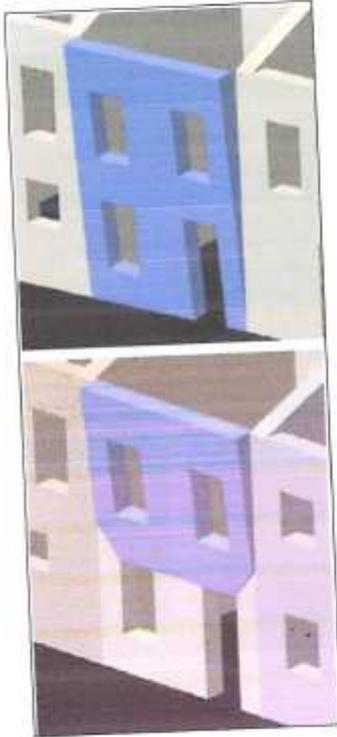
VERIFICA MECCANISMI LOCALI

STATO ATTUALE

Meccanismo di Ribaltamento semplice di parete monolitica

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida dell'intera porzione di facciata in esame rispetto ad assi orizzontali (cerniere cilindriche) alla base di essa che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.

Si riporta di seguito lo schema statico con il quale è stato calcolato il moltiplicatore di collasso:



I momenti stabilizzante e ribaltante ed il moltiplicatore dell'accelerazione sismica di collasso, sono forniti dalle seguenti formule:

$$M_s = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

$$M_r = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot \gamma_{oi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{hi} \cdot h_{vi} + P_{r1} \cdot h_1$$

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{hi} \cdot h_{vi} - P_{r1} \cdot h_1}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \gamma_{oi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot h_i}$$

Meccanismo di collasso n. 01 – Ribaltamento parete a tre piani h = 16,20m

Si riportano di seguito uno schema planimetrico con l'individuazione della parete analizzata e un'immagine con la rappresentazione delle caratteristiche della parete stessa.

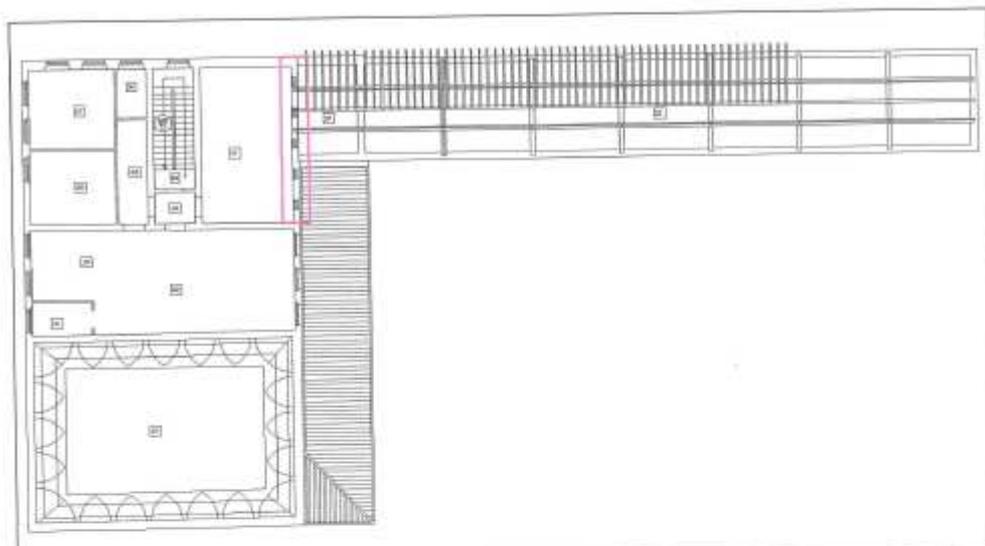


Figura 43 - Individuazione della parete oggetto dell'analisi

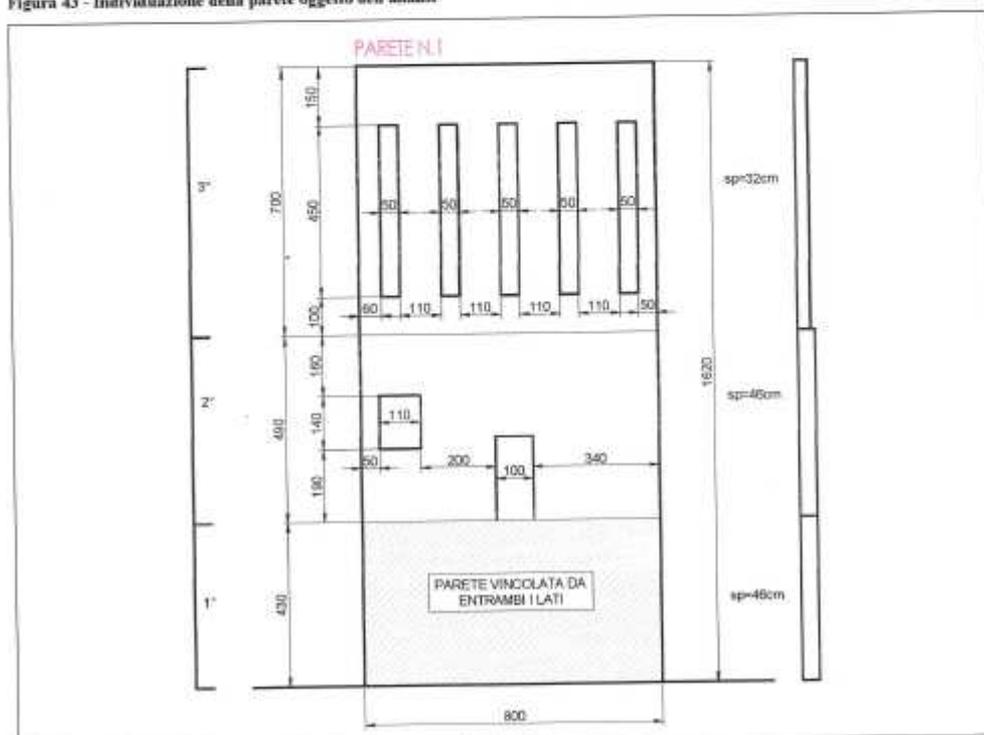


Figura 44 - Caratteristiche geometriche della parete oggetto dell'analisi

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2009**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,00
	Coefficiente di amplificazione topografica S _T	1,00
	Categoria suolo di fondazione	C
	PGA di riferimento a _g (P _{VR}) [g]	0,187
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F _D	2,523
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T _C * [sec]	0,283
	Fattore di smorzamento γ	1,000
	Altezza della struttura H [m]	15,20
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S _s	1,417
	Coefficiente C _C	1,593
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,417
	Numero di piani dell'edificio N	3
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1,286
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T ₁ [sec]	0,404

Ribaltamento delle elevazioni	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _{g(SLV)} (C8A.4.9)	S _a (T ₁) (C8A.4.10)
3-2-1			0,271	
3-2	4,30	0,265	0,082	3,352
3	9,20	0,568	0,036	0,684
-	-	-	-	-

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni	a _{g(SLV)} min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	3-2-1	0,271
	3-2	0,082
	3	0,020
	-	-

Come si può osservare, il meccanismo più pericoloso è dato dal ribaltamento della parete del terzo livello intorno alla cerniera posta alla base del piano secondo.

$$I_s = \frac{\alpha^*}{\max[(\gamma_1 \cdot \alpha_g(P_{VR}) \cdot S / q); (\gamma_1 \cdot S_a(T_1) \cdot \psi \cdot \gamma / q)]} = 0,11$$

STATO DI PROGETTO

Meccanismo di flessione verticale di parete monolitica

Il meccanismo di espulsione si verifica quando una parete è vincolata agli estremi e libera al centro, ad esempio in presenza di un cordolo di sommità oppure di tiranti metallici o di ancoraggi delle testate delle travi alla parete e in assenza di collegamento ai solai intermedi. Si può anche verificare per la porzione di parete compresa tra due solai ben vincolati ad essa. Può interessare uno o più piani dell'edificio e può anche verificarsi per uno solo dei paramenti nel caso di muro a doppia parete soprattutto se il paramento esterno è efficacemente collegato ai solai intermedi.

La rottura interna di una parete intirantata avviene in seguito alla formazione di una cerniera intermedia, come mostrato in figura.

1. Meccanismo di flessione verticale di parete monolitica (cinematismo ad 1 piano)

Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \cdot [W_1 \delta_{1x} + W_2 \delta_{2x} + F_{v1} \delta_{v1x} + F_{v2} \delta_{v2x} + P_{s1} \delta_{p1x}] + F_{H1} \delta_{v1x} + F_{H2} \delta_{v2x} =$$

$$= W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + F_{v1} \delta_{v1y} + F_{v2} \delta_{v2y} + N \delta_{Ny} + P_{s1} \delta_{p1y} + P_{s2} \delta_{p2y} + T \delta_{p1x}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{v1} h_{v1} + P_{s1} h_p + (W_2 y_{G2} + F_{v2} h_{v2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{v1} d_{v1} + (W_2 + P_{s2} + N + F_{v2}) s_2 +$$

$$+ \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} s_2 + P_{s2} a_2 + N d + F_{v2} d_{v2} - F_{H2} h_{v2} \right) + P_{s1} a_1 - F_{H1} h_{v1} + T h_p$$

- W_i è il peso proprio della parete al piano i -esimo o del macroelemento i -esimo;
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- T_i rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano i -esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i -esimo;

VERIFICA A ESCLUSIONE PARETE TERZO LIVELLO

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
	Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d _v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h _v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
	0,32	7,00	0,00	0,00	0,00	0,10
DATI INIZIALI	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	AZIONI SUI MACROELEMENTI				
		Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P _s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F _v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F _H [kN]
	18,0	40,3	22,4	0,0	0,0	0,0

DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h ₁ per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per h ₂ = h _v
	0,253	5,18	N.C.

MOLTIPLICATORE α_0	Valore minimo assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h ₁ [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a ₀ * [m/sec ²]
	0,253	5,18	1,20	4,110	1,000	2,070

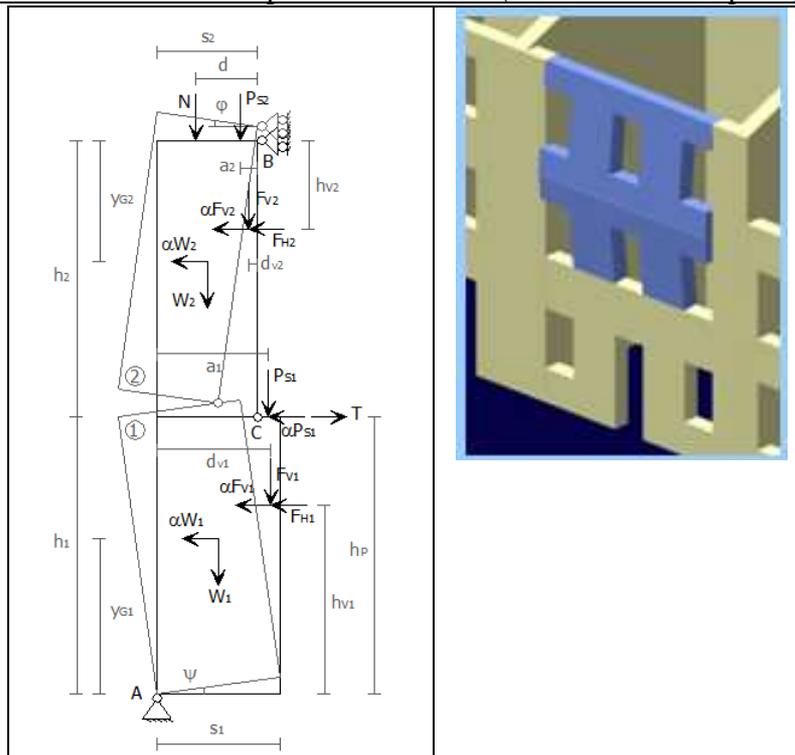
**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,187
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,523
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,283
	Fattore di smorzamento γ		1,000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		9,200
	Altezza della struttura H [m]		16,20
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,417
	Coefficiente C_C		1,593
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,417
	Numero di piani dell'edificio N		3
	Coefficiente di partecipazione modale η		1,286
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,404
Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\gamma(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
12,950	0,799	0,298	4,029

PGA-SLV	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	0,115

La verifica non è soddisfatta, ma l'indice di rischio è migliorato:
Is=0.615

2. Meccanismo di flessione verticale di parete monolitica (cinematismo a 2 piani)



VERIFICA A ESPLUSIONE PARETI SECONDO E TERZO LIVELLO

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI						
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h_{Pi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d_{vi} [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h_{vi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a_i [m]
1	0,46	4,90	0,00			0,15
2	0,32	7,00				0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI						
Elevazione	Peso proprio della parete W_{Pi} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{hi} [kN]	Azione del tirante al solaio intermedio T [kN]
1	40,6	97,2	0,0			15,6
2	40,3	22,4				
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)						
Elevazione	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	Macroelemento	Altezza del macroelemento h_i [m]	Peso proprio del macroelemento W_i [kN]	Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso y_{gi} [m]	Fattore di Confidenza FC
1	18,0	1				1,20
2	18,0	2				

					MULTIPLICATORE --				
DATI DI CALCOLO	Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da --	Valore di h_1 per -- minimo [m]	Valore assunto da -- per $h_1 = h_p$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore minimo assunto da --	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
		0,163	9,66	0,188	9,66	0,163	18,107	0,997	1,339
	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	Numeratore di --	Denominatore di --	Valore assunto da --	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore di --	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
		N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	0,000	0,000	N.C.

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,187	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,523	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_{C^*} [sec]		0,283	
	Fattore di smorzamento --		1,000	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		4,300	
	Altezza della struttura H [m]		16,20	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,417	
	Coefficiente C_C		1,593	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,417	
	Numero di piani dell'edificio N		3	
	Coefficiente di partecipazione modale --		1,286	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,404	
Flessione verticale di fascia muraria continua	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$-(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	9,850	0,608	0,193	3,426
Flessione verticale di macroelementi geometria nota	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$-(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	0,000	0,000	-	-

PGA-SLV	Flessione verticale di fascia muraria continua	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	0,098
	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	-

La verifica non è soddisfatta, ma anche in questo caso l'indice di rischio è migliorato:
 $I_s=0.524$

STATO ATTUALE

Meccanismo di collasso n. 02 – Ribaltamento parete a due piani h = 12,50m

Si riportano di seguito uno schema planimetrico con l'individuazione della parete analizzata e i tabulati di verifica del meccanismo di collasso di ribaltamento verticale:

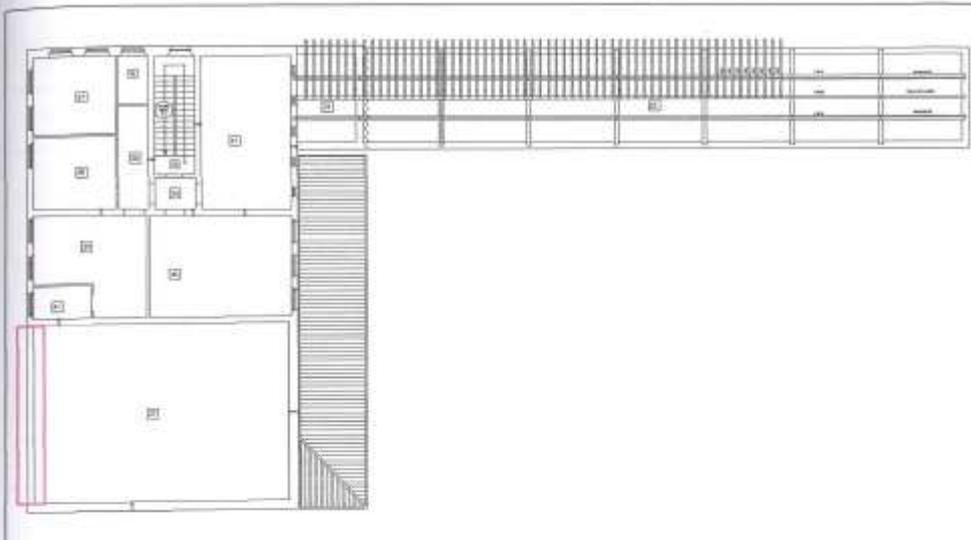


Figura 45 - Individuazione della parete oggetto dell'analisi

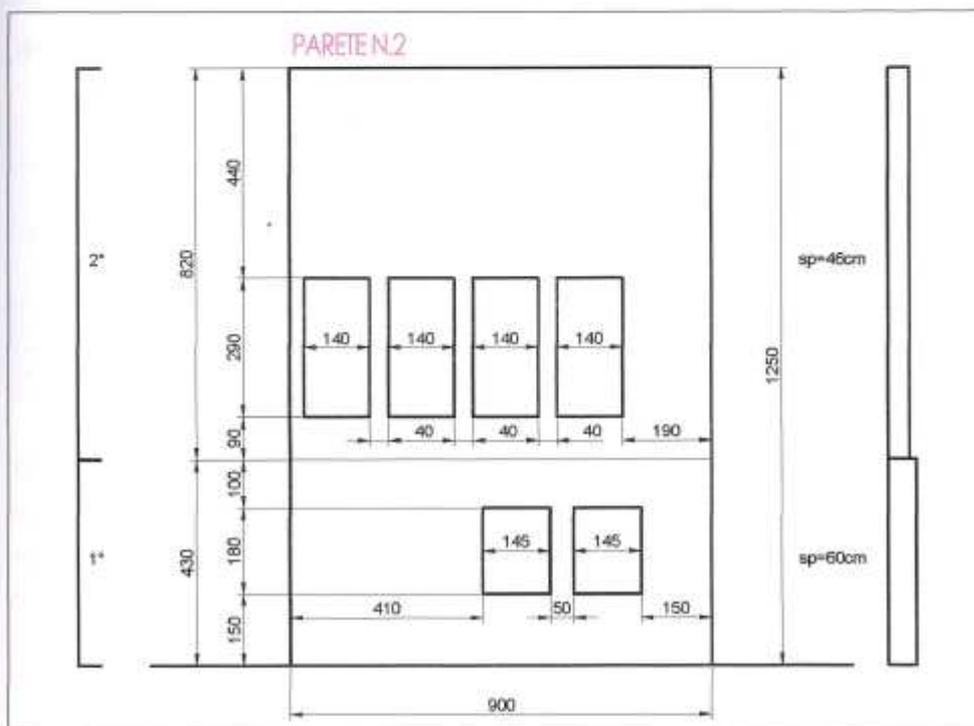


Figura 46 - Caratteristiche geometriche della parete oggetto dell'analisi

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008				
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S _T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		C	
	PGA di riferimento a _g (P _w) [g]		0,187	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F ₀		2,523	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T _C * [sec]		0,283	
	Fattore di smorzamento γ		1,000	
	Altezza della struttura H [m]		12,50	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S _S		1,417	
	Coefficiente C _C		1,593	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,417	
	Numero di piani dell'edificio N		2	
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,200	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T ₁ [sec]		0,332	
Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _g (SLV) (CBA 4 B)	S _w (T ₁) (CBA 4 10)
2 - 1			0,102	
2	4,30	0,344	0,054	1,810
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	a _g (SLV) min(CBA 4 B; CBA 4 10)		
	2 - 1	0,102		
	2	0,052		
	-	-		

Come si può osservare, il meccanismo più pericoloso è dato dal ribaltamento della parete del secondo livello intorno alla cerniera posta alla base del piano primo.

$$I_s = \frac{\alpha^*}{\max[(\gamma_i \cdot a_g(P_w) \cdot S / q); (\gamma_i \cdot S_w(T_1) \cdot \psi \cdot \gamma / q)]} = 0,28$$

STATO DI PROGETTO

VERIFICA A ESCLUSIONE PARETE SECONDO LIVELLO

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
	Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (inter piano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d _v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h _v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
	0,46	8,20	0,00	0,00	0,00	0,15
DATI INIZIALI	AZIONI SUI MACROELEMENTI					
	Peso specifico della muratura γ _j [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P _s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F _V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F _H [kN]
	18,0	67,9	48,2	0,0	0,0	0,0

DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da . .	Valore di h_1 per . . minimo [m]	Valore assunto da . . per $h_2 = h_V$
	0,361	5,90	N.C.

MOLTIPLI-CATORE	Valore minimo assunto da . .	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0,361	5,90	1,20	6,921	1,000	2,953

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,00		
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00		
	Categoria suolo di fondazione	C		
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,187		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2,523		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0,283		
	Fattore di smorzamento .	1,000		
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	4,300		
	Altezza della struttura H [m]	12,50		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,417		
	Coefficiente C_C	1,593		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,417		
	Numero di piani dell'edificio N	2		
	Coefficiente di partecipazione modale .	1,200		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,332		
Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\eta(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	
8,400	0,672	0,425	7,325	

PGA-SLV	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	0,209

La verifica è soddisfatta:
 $I_s=1.117$

VERIFICA A ESPLUSIONE PARETI PRIMO E SECONDO LIVELLO

DATI INIZIALI		CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI						
		Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h_{Pi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d_{Vi} [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h_{Vi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a_i [m]
		1	0,60	4,30	0,00			0,20
2	0,46	8,20				0,15		
DATI INIZIALI		AZIONI SUI MACROELEMENTI						
		Elevazione	Peso proprio della parete W_{Pi} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al solaio intermedio T [kN]
		1	46,4	150,3	0,0			31,3
2	67,9	48,2						
DATI INIZIALI		CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)					Fattore di Confidenza FC	
		Elevazione	Peso specifico della muratura (ρ_i [kN/m ³])	Macroelemento	Altezza del macroelemento h_i [m]	Peso proprio del macroelemento W_i [kN]		Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso Y_{gi} [m]
		1	18,0	1				
2	18,0	2						

DATI DI CALCOLO		MULTIPLICATORE (ζ)								
		Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da (ζ)	Valore di h_1 per (ζ) minimo [m]	Valore assunto da (ζ) per $h_1 = h_p$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore minimo assunto da (ζ)	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
			0,229	9,71	0,273	9,71	0,229	26,936	0,999	1,875
	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	Numeratore di (ζ)	Denominatore di (ζ)	Valore assunto da (ζ_0)	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore di (ζ)	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	
		N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	0,000	0,000	N.C.	

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,187	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,523	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,283	
	Fattore di smorzamento \rightarrow		1,000	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		0,000	
	Altezza della struttura H [m]		12,50	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s		1,417	
	Coefficiente C_C		1,593	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,417	
	Numero di piani dell'edificio N		2	
	Coefficiente di partecipazione modale \rightarrow		1,200	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,332	
Flessione verticale di fascia muraria continua	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\rightarrow(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	6,250	0,500	0,270	-
Flessione verticale di macroelementi geometria nota	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\rightarrow(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	0,000	0,000	-	-

PGA-SLV	Flessione verticale di fascia muraria continua	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	0,270
	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	-

La verifica è soddisfatta:

$I_s=1.444$

STATO ATTUALE

Meccanismo di collasso n. 03 – Ribaltamento parete a due piani h = 12,50m

Si riportano di seguito uno schema planimetrico con l'individuazione della parete analizzata e i tabulati di verifica del meccanismo di collasso di ribaltamento verticale:

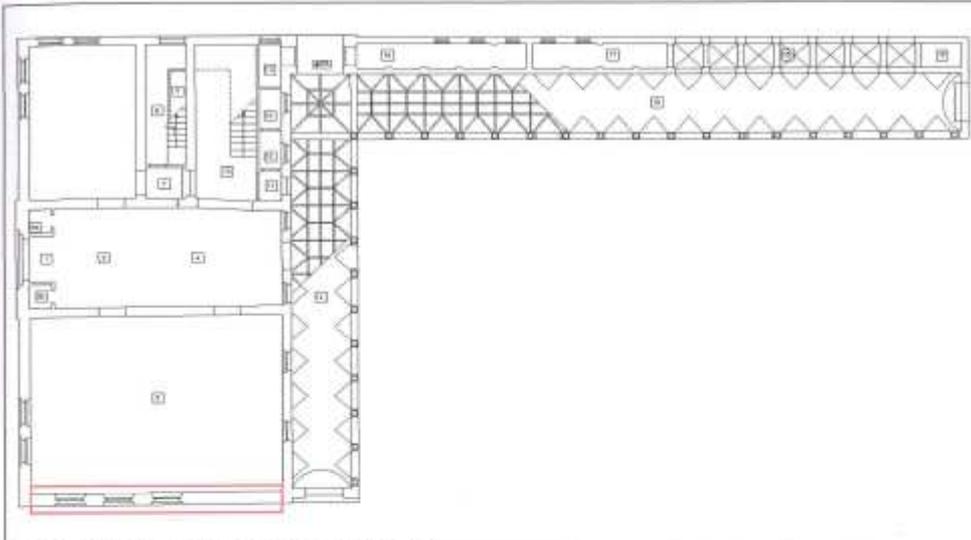


Figura 47 - Individuazione della parete oggetto dell'analisi

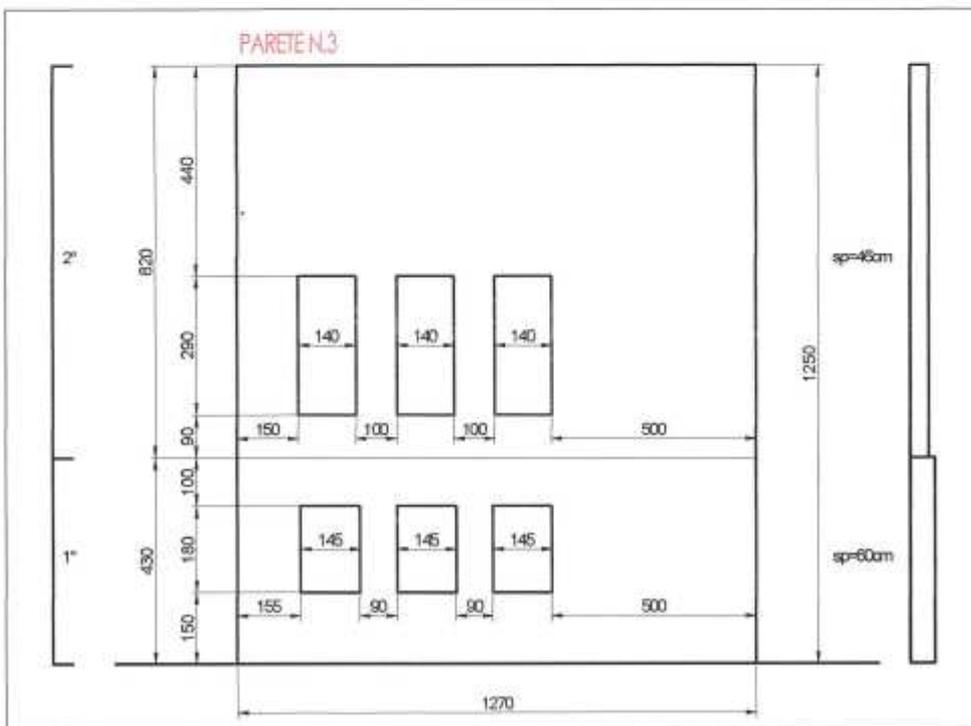


Figura 48 - Caratteristiche geometriche della parete oggetto dell'analisi

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,00
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00
	Categoria suolo di fondazione	C
	PGA di riferimento $a_g(P_w)$ [g]	0,187
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2,523
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0,283
	Fattore di smorzamento γ	1,000
	Altezza della struttura H [m]	12,50
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s	1,417
	Coefficiente C_C	1,593
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,417
	Numero di piani dell'edificio N	2
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1,200
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,332

Ribaltamento delle elevazioni:	Bancentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (CBA 4.9)	$S_s(T_1)$ (CBA 4.10)
2 - 1	-	-	0,116	-
2	4,30	0,344	0,050	2,006
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(CBDA 4.9, CBA 4.10)
	2 - 1	0,116
	2	0,057
	-	-

Come si può osservare, il meccanismo più pericoloso è dato dal ribaltamento della parete del secondo livello intorno alla cerniera posta alla base del piano primo.

$$I_s = \frac{\alpha^*}{\max[\gamma_1 \cdot a_g(P_w) \cdot S/q; \gamma_1 \cdot S_s(T_1) \cdot \psi \cdot \gamma/q]} = 0,30$$

STATO DI PROGETTO

VERIFICA A ESCLUSIONE PARETE SECONDO LIVELLO

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
	Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
	0,46	8,20	0,00	0,00	0,00	0,15
	AZIONI SUI MACROELEMENTI					
	Peso specifico della muratura ρ_i [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
	18,0	67,9	85,0	0,0	0,0	0,0

DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da \rightarrow	Valore di h_1 per \rightarrow , minimo [m]	Valore assunto da \rightarrow per $h_2 = h_V$
	0,517	5,74	N.C.

MOLTIPLI-CATORE \rightarrow	Valore minimo assunto da \rightarrow	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0,517	5,74	1,20	6,921	1,000	4,226

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,187
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,523
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,283
	Fattore di smorzamento τ		1,000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		4,300
	Altezza della struttura H [m]		12,50
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,417
	Coefficiente C_C		1,593
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,417
	Numero di piani dell'edificio N		2
	Coefficiente di partecipazione modale τ		1,200
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,332

Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\tau(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
8,400	0,672	0,608	10,482

PGA-SLV	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	0,299

La verifica è soddisfatta:
 $I_s=1.599$

VERIFICA A ESPLUSIONE PARETI PRIMO E SECONDO LIVELLO

DATI INIZIALI		CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI						
		Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h_{Pi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d_{Vi} [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h_{Vi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a_i [m]
		1	0,60	4,30	0,00			0,20
2	0,46	8,20				0,15		
DATI INIZIALI		AZIONI SUI MACROELEMENTI						
		Elevazione	Peso proprio della parete W_{Pi} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al solaio intermedio T [kN]
		1	46,4	609,6	0,0			68,7
2	67,9	85,0						
DATI INIZIALI		CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)					Fattore di Confidenza FC	
		Elevazione	Peso specifico della muratura γ_1 [kN/m ³]	Macroelemento	Altezza del macroelemento h_i [m]	Peso proprio del macroelemento W_i [kN]		Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso Y_{gi} [m]
		1	18,0	1				
2	18,0	2						

					MULTIPLICATORE \rightarrow				
DATI DI CALCOLO	Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da \rightarrow	Valore di h_1 per \rightarrow minimo [m]	Valore assunto da \rightarrow per $h_1 = h_p$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore minimo assunto da \rightarrow	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
			0,175	8,24	0,180	8,24	0,175	73,712	0,999
DATI DI CALCOLO	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	Numeratore di \rightarrow	Denominatore di \rightarrow	Valore assunto da \rightarrow_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore di \rightarrow	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
			N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	0,000	0,000

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,187	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,523	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,283	
	Fattore di smorzamento \rightarrow		1,000	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		0,000	
	Altezza della struttura H [m]		12,50	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s		1,417	
	Coefficiente C_C		1,593	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,417	
	Numero di piani dell'edificio N		2	
	Coefficiente di partecipazione modale \rightarrow		1,200	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,332	
Flessione verticale di fascia muraria continua	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\rightarrow(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	6,250	0,500	0,206	-
Flessione verticale di macroelementi geometria nota	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\rightarrow(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	0,000	0,000	-	-

PGA-SLV	Flessione verticale di fascia muraria continua	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	0,206
	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	-

La verifica è soddisfatta:

$I_s=1.101$

STATO ATTUALE

Meccanismo di collasso n. 04 – Ribaltamento parete a tre piani h = 12,50m

Si riportano di seguito uno schema planimetrico con l'individuazione della parete analizzata e i tabulati di verifica del meccanismo di collasso di ribaltamento verticale:

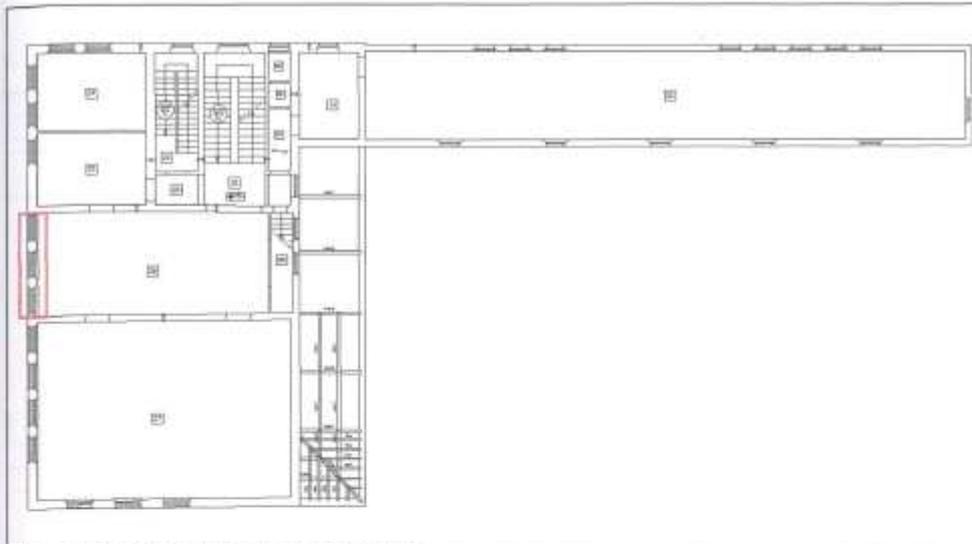


Figura 49 - Individuazione della parete oggetto dell'analisi

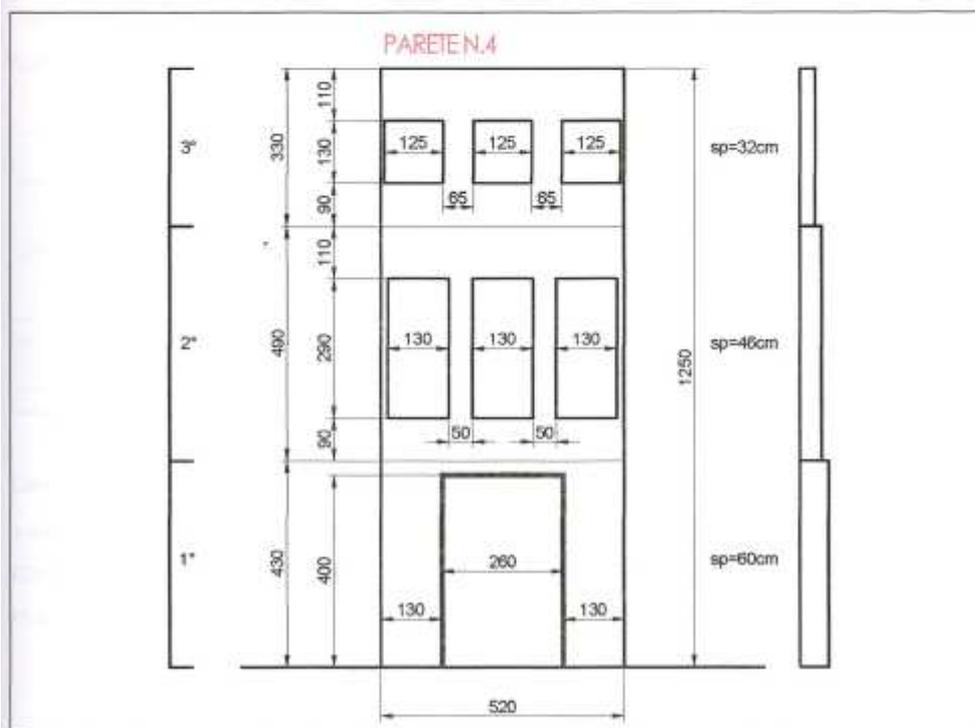


Figura 50 - Caratteristiche geometriche della parete oggetto dell'analisi

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00		
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00		
	Categoria suolo di fondazione		C		
	PGA di riferimento $a_g(P_w)$ [g]		0,117		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_G		2,523		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,283		
	Fattore di smorzamento γ		1,000		
	Altezza della struttura H [m]		12,50		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,417		
	Coefficiente C_C		1,593		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,417		
	Numero di piani dell'edificio N		3		
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,286		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,332		
		Ribaltamento delle elevazioni	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)
	3-2-1			0,055	
	3-2	4,30	0,344	0,050	1,808
	3	8,20	0,736	0,082	1,207
	-	-	-	-	-
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)			
	3-2-1	0,055			
	3-2	0,052			
	3	0,034			
	-	-			

Come si può osservare, il meccanismo più pericoloso è dato dal ribaltamento della parete del terzo livello intorno alla cerniera posta alla base del piano secondo.

$$I_s = \frac{\alpha^*}{\max[\gamma_i \cdot a_g(P_w) \cdot S / q; (\gamma_i \cdot S_e(T_1) \cdot \psi \cdot \gamma / q)]} = 0,18$$

STATO DI PROGETTO

VERIFICA A ESPLUSIONE PARETE SECONDO LIVELLO

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
	Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
	0,32	3,30	0,00	0,00	0,00	0,11
DATI INIZIALI	AZIONI SUI MACROELEMENTI					
	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
	18,0	19,0	5,8	0,0	0,0	0,0

DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da ∇_V	Valore di h_1 per ∇_V minimo [m]	Valore assunto da ∇_V per $h_2 = h_V$
	0,414	2,57	N.C.

MOLTIPLI-CATORE ∇_V	Valore minimo assunto da ∇_V	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0,414	2,57	1,20	1,938	1,000	3,386

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	
	Categoria suolo di fondazione	C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,187	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2,523	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0,283	
	Fattore di smorzamento ∇	1,000	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	9,200	
	Altezza della struttura H [m]	12,50	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,417	
	Coefficiente C_C	1,593	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,417	
	Numero di piani dell'edificio N	3	
	Coefficiente di partecipazione modale ∇	1,286	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,332	
Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\nabla(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
10,850	0,868	0,487	6,068

PGA-SLV	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	0,173

La verifica non è soddisfatta, ma si ha un miglioramento dell'indice di rischio:
 $I_s=0.925$

VERIFICA A ESPLUSIONE PARETI PRIMO E SECONDO LIVELLO

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI						
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h_{Pi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d_{Vi} [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h_{Vi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a_i [m]
	1	0,46	4,90	0,00			0,15
	2	0,32	3,30				0,11
	AZIONI SUI MACROELEMENTI						
	Elevazione	Peso proprio della parete W_{Pi} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al solaio intermedio T [kN]
	1	40,6	9,4	0,0			0,0
	2	19,0	5,8				
	Elevazione	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)				Fattore di Confidenza FC
			Macroelemento	Altezza del macroelemento h_i [m]	Peso proprio del macroelemento W_i [kN]	Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso Y_{gi} [m]	
1			18,0	1			
2	18,0	2					

MULTIPLICATORE : ;									
DATI DI CALCOLO	Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da : ;	Valore di h_1 per : ; minimo [m]	Valore assunto da : ; per $h_1 = h_p$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore minimo assunto da : ;	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
		0,114	6,68	0,126	6,68	0,114	6,817	0,969	0,961
DATI DI CALCOLO	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	Numeratore di : ;	Denominatore di : ;	Valore assunto da : 0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore di : ;	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
		N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	0,000	0,000	N.C.

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,187	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,523	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,283	
	Fattore di smorzamento :		1,000	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		4,300	
	Altezza della struttura H [m]		12,50	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,417	
	Coefficiente C_C		1,593	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,417	
	Numero di piani dell'edificio N		3	
	Coefficiente di partecipazione modale :		1,286	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,332	
Flessione verticale di fascia muraria continua	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	: $(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	8,400	0,672	0,138	2,224
Flessione verticale di macroelementi geometria nota	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	: $(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	0,000	0,000	-	-

PGA-SLV	Flessione verticale di fascia muraria continua	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	0,063
	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	-

La verifica è soddisfatta:

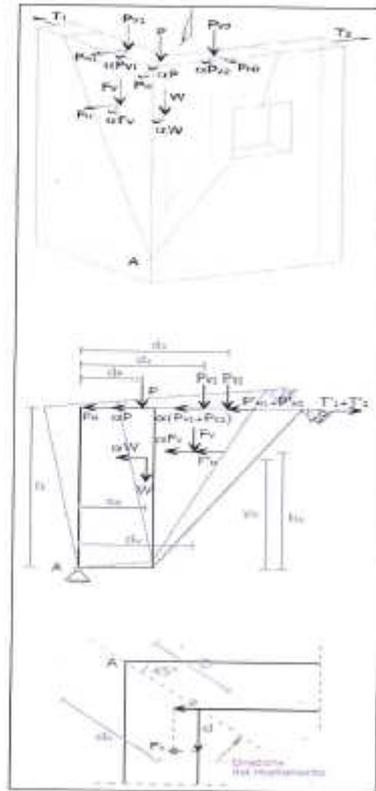
$I_s=0.337$

STATO ATTUALE

Meccanismo di Ribaltamento del cantedale

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere, rispetto ad una cerniera puntuale posta alla base dello stesso.

Si riporta di seguito lo schema statico con il quale è stato calcolato il moltiplicatore di collasso:



Il valore del moltiplicatore dell'accelerazione sismica, calcolato tramite l'equazione dei lavori virtuali, è fornito dalla seguente formula:

$$\alpha = \frac{W \cdot x_c + F_v \cdot d_v + P \cdot d_p + P_{v1} \cdot d_{v1} + P_{v2} \cdot d_{v2} + (T_1 + T_2) \cdot h - F_{v1} \cdot h_{v1} - (P_{v1} + P_{v2} + P_{v3}) \cdot h}{W \cdot y_c + F_v \cdot h_v + (P + P_{v1} + P_{v2}) \cdot h}$$

Meccanismo di collasso n. 06 – Ribaltamento di cantonale

Si riportano di seguito uno schema planimetrico con l'individuazione del cantonale analizzato e i tabulati di verifica del meccanismo di collasso di ribaltamento del cantonale:

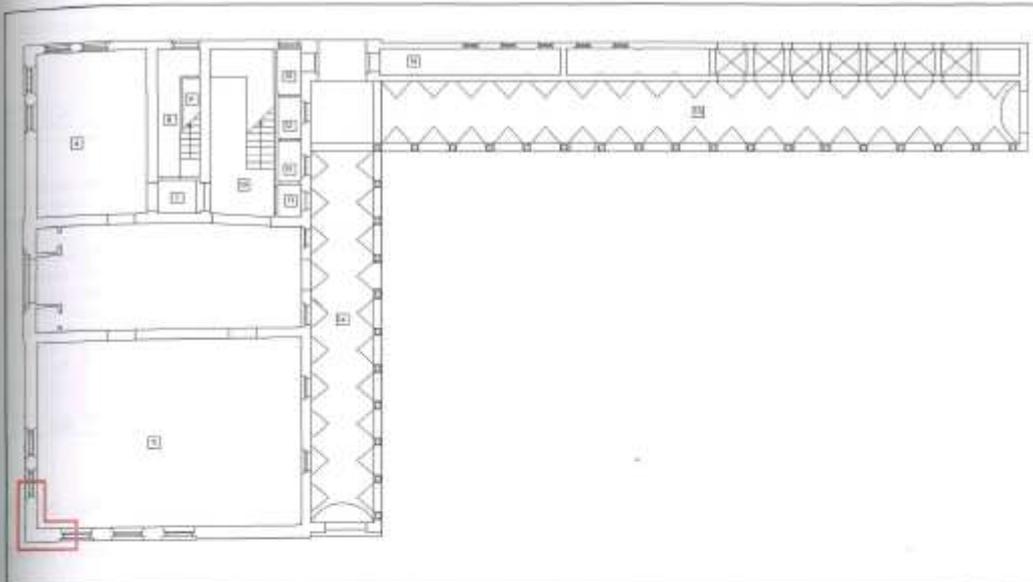


Figura 53 - Individuazione della parete oggetto dell'analisi

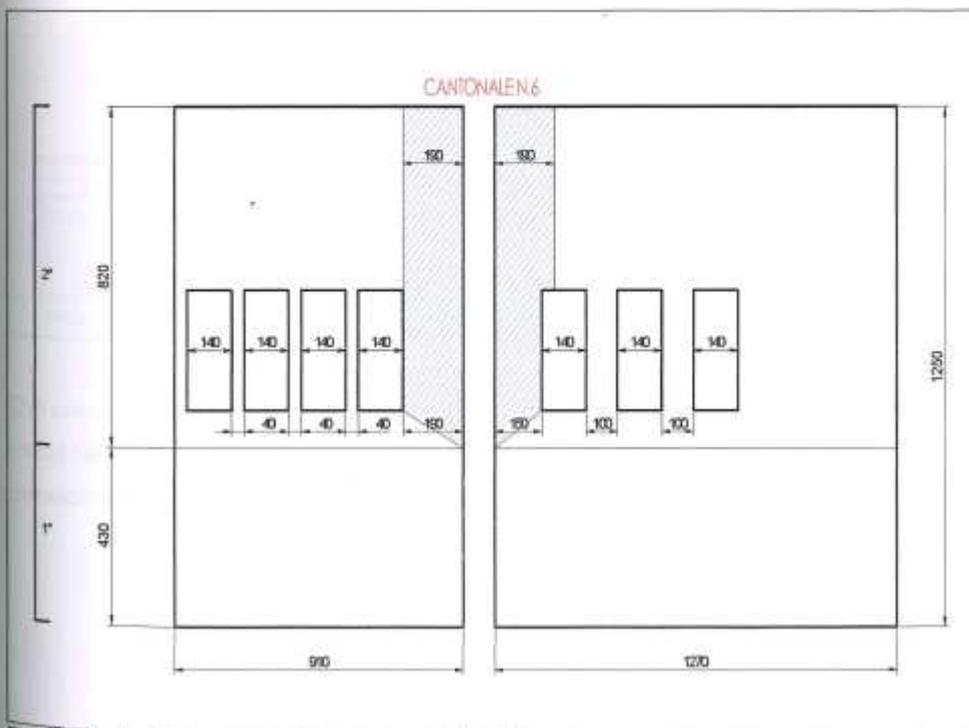


Figura 54 - Caratteristiche geometriche della parete oggetto dell'analisi

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2000 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,00		
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00		
	Categoria suolo di fondazione	C		
	PGA di riferimento $a_g(P_w)$ [g]	0,167		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_g	2,523		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c^* [sec]	0,263		
	Fattore di smorzamento γ	1,000		
	Giustizia di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	4,30		
	Altezza della struttura H [m]	17,50		
	Coefficiente di amplificazione sismografica S_g	1,417		
	Coefficiente C_c	1,503		
	Fattore di amplificazione locale dal suolo di fondazione S	1,417		
	Numero di piani dell'edificio N	2		
	Coefficiente di partecipazione modale η	1,200		
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,333			
Bilanciamento delle linee di vincolo Z [m]		$\psi(Z) = Z/H$	$R_{g,SLV}$ (CBA 4.9)	$S_w(T_1)$ (CBA 4.10)
4,30		0,344	0,100	3,353
PGA-SLV	$R_{g,SLV}$ (CBA 4.9) (CBA 4.10)	0,096		

Come si può osservare, il meccanismo di ribaltamento del cantonale rispetto alla cerniera posizionata a livello del solaio di piano primo, ha il seguente indice di sicurezza sismica:

$$I_s = \frac{\alpha^*}{\max[\gamma_1 \cdot \alpha_g(P_w) \cdot S / q]; [\gamma_1 \cdot S_w(T_1) \cdot \psi \cdot \gamma / q]} = 0,51$$

STATO DI PROGETTO

Si ritiene che collegando le pareti e vincolando quindi l'angolo con profili metallici la probabilità di attivazione del meccanismo si riduce significativamente.

MECCANISMI LOCALI			
		INDICE DI RISCHIO	
MECCANISMO	PIANO	STATO ATTUALE	STATO DI PROGETTO
n.01	3	0,110	0,615
n.01	2-3	0,438	0,524
n.02	2	0,280	1,117
n.02	1-2	0,561	1,444
n.03	2	0,300	1,599
n.03	1-2	0,620	1,101
n.04	3	0,180	0,925
n.04	2-3	0,278	0,337
n.04	1-2-3	0,294	-

PARETI DIVISORIE IN CARTONGESSO

Alcune sperimentazioni condotte sulle pareti di questa tipologia hanno evidenziato che il contributo alle prestazioni statiche della parete dato dalle lastre di rivestimento soggette a stati tensionali di compressione non è trascurabile; tuttavia, nelle verifiche condotte a SLU e SLV riportate nel presente documento viene considerata solo la sezione del profilo metallico come reagente, escludendo cautelativamente l'efficacia della sezione mista composta dai profilati metallici e dalle lastre presenti sul lembo compresso. Lo schema statico adottato (aderente alla situazione fisica reale) prevede un vincolo tipo cerniera al piede di ciascun montante metallico, ed un cerniera scorrevole verticalmente in testa.

La solidarizzazione tra il generico profilo metallico e le lastre di gesso rivestito impedisce che la flangia compressa del profilo possa instabilizzarsi fuori dal proprio piano; per questo motivo è scongiurata l'eventualità che possano innescarsi fenomeni di lateral torsional buckling.

I profili metallici adottati (**50x100x50 spessore 6/10 ad interasse i=600 mm**) risultano essere in classe 4, ai sensi della classificazione delle sezioni indicata nelle NTC. Per le sezioni di classe 4 definite "snelle" occorre tenere conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che la

compongono e, per tale motivo, la sezione geometrica effettiva viene sostituita con la cosiddetta “sezione efficace”. Pur considerando che le sezioni trasversali previste sono fornite di irrigidimenti (“ribs”) introdotti allo scopo di evitare i fenomeni di imbozzamento locale, cautelativamente sono state adottati i valori “efficaci” della sezione trasversale.

analisi dei carichi:	- peso proprio lastra lato A (1+1 lastra sp.12.5mm)	21	kg/mq
	- peso proprio lastra lato A (1+1 lastra sp.12.5mm)	21	"
	-accessori (viteria ecc)	1	
	-peso proprio profili metallici	0.95	kg/ml
	- carichi variabili (Cat. E) _ H _k	100	kg/ml

Sovraccarico variabile: costituito da un’azione distribuita linearmente per unità di lunghezza, applicata ad una quota di 1,2 mt dal piano di calpestio: l’azione orizzontale considera, funzione della destinazione d’uso del fabbricato è definita come H_k = 100 kg/m, in accordo alla tabella 3.1.II delle NTC. Si considera una categoria E associata a Biblioteche, archivi, magazzini., in particolare si è fatto riferimento alla categoria E1.

Considerando che i profili metallici hanno interasse pari a 600 mm e l’altezza totale della parete è pari a 4.650m si ottiene che il peso complessivo a carico di un singolo montante:

peso totale su singolo profilo metallico = 43*0.6+0.95=26.75kg/m*h=124.40kg

Azione sismica proporzionale alla massa della parete: l’effetto di tale azione è determinato ai sensi del §7.2.3 delle NTC, applicando in corrispondenza del suo centro di massa una forza orizzontale $F_a = \frac{S_a W_a}{q_a}$

diretta normalmente al piano medio della parete

Dove:

W_a è il peso dell’elemento;

S_a è l’accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, a cui l’elemento è soggetto durante il sisma, per lo stato limite in esame;

q_a è il fattore di struttura della parete, posto pari a 2 ai sensi della tabella 7.2.I

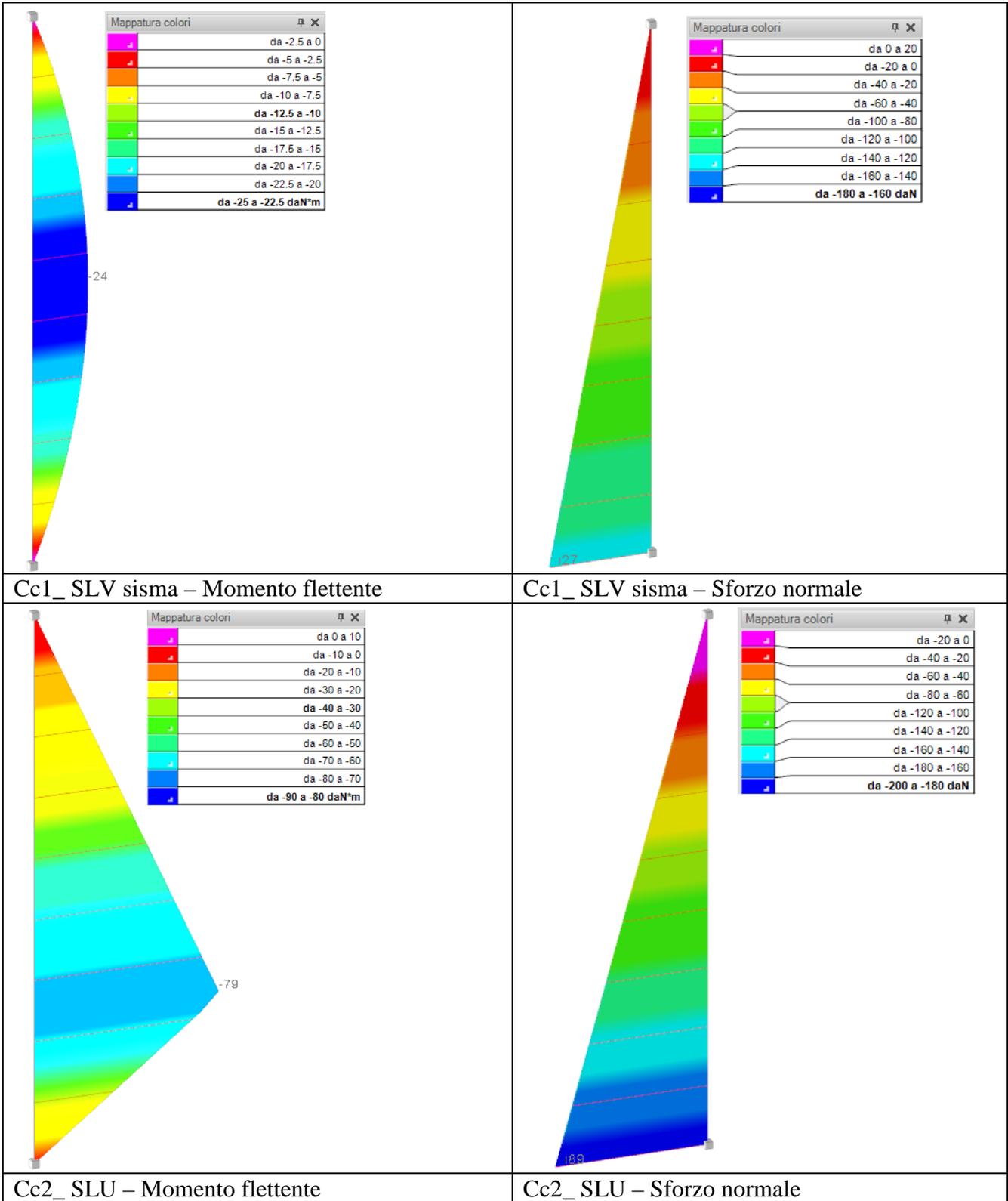
Tabella 7.2.I – Valori di q_a per elementi non strutturale

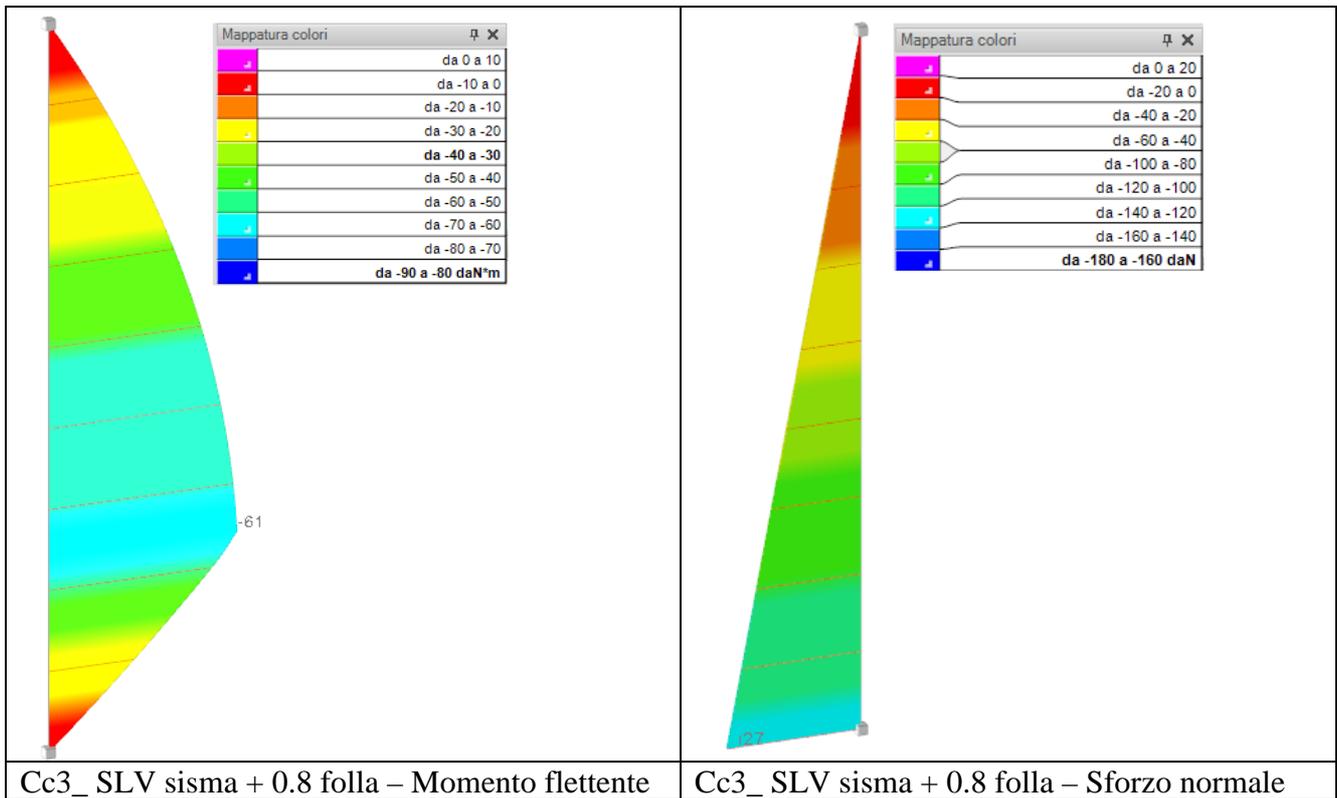
Elemento non strutturale	q _a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Parametri per analisi sismica:

W	124,40 kg	peso dell'elemento
Z	6,60 m	altezza del baricentro dell'elemento dal piano della fondazione
q _a	2	fattore di struttura dell'elemento
H	12,50 m	altezza costruzione dal piano della fondazione
T1	0,332 s	periodo della costruzione nella direzione considerata
T _a	0,565 s	periodo proprio dell'elemento
α	0,190	rapporto ag su g
S	1,412	coeff sottosuolo e topografico
αS	0,268	massima accelerazione PGA (g)
S _a	0,691	coeff di acceleraz spettrale
F _a	42,98 kg	forza massima

SOLLECITAZIONI





Unita' di misura: cm, daN, rad, °C, s

Superelemento di lunghezza complessiva L= 4.6 m composto da:

Asta 1: Colonna in acciaio tronco Fondazione - Piano 1 (0; 0) [m]

Nodo iniziale n.2 Nodo finale n.3 Cerniera iniziale: Svincolo: M2, M3 Cerniera finale: Svincolo: M2, M3

Sezione: C100x50x20x1; Materiale: DX51D; Rotazione: 0°; Sovreresistenza:0%; Sisma Z:No;

Mensola Y: No; Mensola X: No;

Assi locali principali

Profilo di classe 4

Caratteristiche geometriche sezione efficace

$A_c = 8.508E-01$ $A_t = 1.887E+00$

$W_{x+} = 4.033E+00$ $W_{x-} = 4.033E+00$

$W_{y+} = 1.427E+00$ $W_{y-} = 2.062E+00$

Resistenza: flessione deviata con forza assiale (EC3-1.3 §5.5 e §5.6)

c.sfrutt. = 0,745 nella comb. LU SLU FOLLA pos. x = 122,7

$N_{sd} = -1.38E+02$ $M_{sd,x} = -7.92E+03$ $M_{sd,y} = 0.000E+00$

Eccentricità $e_x = -.03$ $e_y = 0.00$

Incremento momenti $dM_{sd,x} = 0.000E+00$ $dM_{sd,y} = 4.701E+00$

$N_{rd} = -2.43E+03$ $M_{rd,x} = -1.15E+04$ $M_{rd,y} = -5.89E+03$

Taglio: Taglio T_x e Momenti Flettenti (EC3-1.3 §5.10)

c.sfrutt. = 0,473 nella comb. LU SLU FOLLA pos. x = 122,7

$M_{sd,x} = -7.92E+03$ $M_{sd,y} = 0.000E+00$ $V_{sd,x} = 0.000E+00$

$M_{rd,x} = -1.15E+04$ $M_{rd,y} = -5.89E+03$ $V_{rd,x} = 1.305E+03$

Taglio: Taglio T_y e Momenti Flettenti (EC3-1.3 §5.10)

c.sfrutt. = 0,474 nella comb. LU SLU FOLLA pos. x = 122,7

$M_{sd,x} = -7.92E+03$ $M_{sd,y} = 0.000E+00$ $V_{sd,y} = 2.348E+01$

$M_{rd,x} = -1.15E+04$ $M_{rd,y} = -5.89E+03$ $V_{rd,y} = 5.777E+02$

Instabilità: flessione deviata e compressione assiale (EC3-1.3 §6.5)

Curva di instabilità : b

c.sfrutt. = 1,022 nella comb. LU SLU FOLLA pos. x = 122,7 ***

Nsd = -1.38E+02 Msd.x= -7.92E+03 Msd.y= 0.000E+00

Eccentricità e.x = -0.03 e.y = 0.00

Incremento momenti dMsd.x = 0.000E+00 dMsd.y = 4.701E+00

Nrd = -2.43E+03 Mrd.x= -1.15E+04 Mrd.y= -5.89E+03

chi.x = 0.65 chi.y = 0.24 chi.min = 0.24

bm.x = 1.10 bm.y = 1.10 kx = 1.14 ky = 1.50 lambdax = 113.90 lambday = 230.57

Si rileva, dai risultati di calcolo, che le verifiche a pressoflessione e taglio rispettano le normative vigenti, solo le verifiche di instabilità sono leggermente non verificate, ma considerando anche la presenza di opportuni ribs disposti lungo la sezione trasversale del profilo, si ritiene che i fenomeni di instabilità locale potrebbero essere trascurati; di conseguenza l'utilizzo dei parametri efficaci della sezione comporta un'ipotesi che garantisce margini di sicurezza più elevati rispetto a quelli indicati nelle verifiche analitiche.

VERIFICA DELLE CONNESSIONI IN TESTA E AL PIEDE

I montanti metallici sono solidarizzati al solaio inferiore e superiore mediante tasselli meccanici; si riportano le sollecitazioni massime oggetto di verifica del connettore identificate nel precedente paragrafo

Taglio SLU _ V=67kg

Sforzo normale di compressione _ N=169kg

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

1

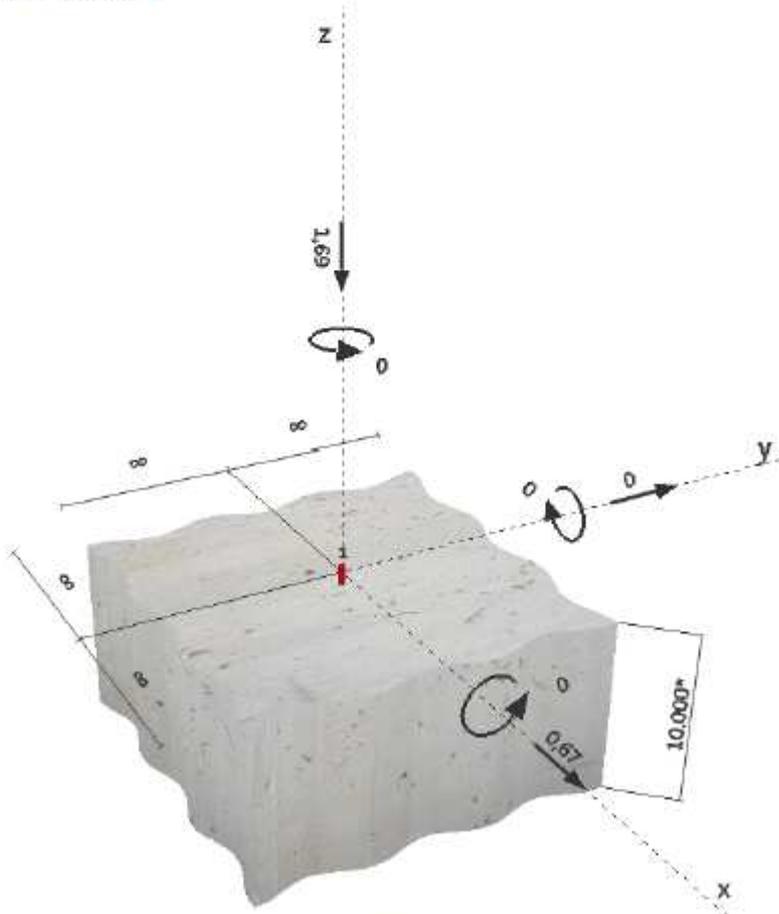
05/10/2017

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HUS3-H 8 h _{nom1}	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 40 \text{ mm}$, $h_{nom} = 50 \text{ mm}$	
Materiale:	1.5525	
Certificazione No.:	ETA-13/1038	
Emesso Validò:	08/12/2016 -	
Prova:	metodo di calcolo ETAG (Nr. 001 Allegato C/2010)	
Fissaggio distanziato:	- (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{ct,crack} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10000 \text{ mm}$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan - Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	-1,690	0,670	0,670	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	-1,690	28,000	7	OK
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

N_{tRk} [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{tEd,s}$ [kN]	N_{sEd} [kN]
39,200	1,400	28,000	-1,690

Il calcolo dell'acciaio è stato eseguito per la massima forza per l'ancoraggio - in questo caso a compressione. Le verifiche a buckling devono essere effettuate separatamente

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,670	12,667	6	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	0,670	6,851	11	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

V_{tRk} [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{tEd,s}$ [kN]	V_{sEd} [kN]
19,000	1,500	12,667	0,670

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{br,N}$ [mm]	$s_{br,N}$ [mm]	k-factor	
14400	14400	60	120	1,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{br,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
N_{tRk} [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{tEd,pr}$ [kN]	V_{sEd} [kN]		
9,977	1,500	6,851	0,670		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,080	0,101	1,500	5	OK

$\beta_N + \beta_V \leq 1,0$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sh} = -1,252 [kN]	δ_{sh} = -0,087 [mm]
V_{sh} = 0,496 [kN]	δ_{sv} = 0,153 [mm]
	δ_{sw} = 0,176 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sh} = -1,252 [kN]	δ_{sh} = -0,204 [mm]
V_{sh} = 0,496 [kN]	δ_{sv} = 0,227 [mm]
	δ_{sw} = 0,305 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- In generale, le condizioni descritte nell'ETAG 001, Allegato C, sezione 4.2.2.1 e 4.2.2.3 b) non sono soddisfatte poiché il diametro del foro nella piastra prescritto dall'Allegato 3, Tabella 3 risulta essere più elevato del valore dato nell'Allegato C, Tabella 4.1 per il corrispondente diametro dell'ancorante. Di conseguenza la resistenza di progetto del gruppo di ancoranti viene limitata ad un valore massimo pari al doppio della resistenza dell'acciaio, in conformità con la certificazione.
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'ETAG (2010) sezione 7!
- Attenzione! In caso di forze di compressione sull'ancorante, la verifica a inflessione e la verifica della distribuzione locale dei carichi nel materiale base (incluso il punzonamento) devono essere svolte separatamente.
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella tabella 4.1 dell'ETAG 001, Annex C! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'ETAG 001, Annex C!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.

L'ancoraggio risulta verificato!

In relazione alle reazioni vincolari individuate, con particolare riferimento all'assenza di sforzi normali di trazione, è risultato verificato un singolo tassello meccanico HILTI HUSH3-H per ciascuna cerniera, con profondità minima di ancoraggio pari a circa 40 mm. Si può concludere che possono essere adottati i connettori meccanici appena descritti e verificati, o prodotti analoghi che garantiscano almeno le medesime prestazioni.

MODIFICA POSIZIONE APERTURA

PARAMETRI DI CALCOLO

(per alcuni Parametri di Calcolo: -1=sì, 0=no)

Numero piani dell'edificio : 2

Altezza complessiva struttura rispetto alla fondazione (m) : 7.6

Vita Nominale (anni) : 50

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) : 3

> Per Analisi Sismica [§C8A.4.2.3]

Coeff. part. modale : 1.2

Primo periodo (sec) : .114

> Determinazione dell'Azione Sismica

Individuazione del sito: Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 12.20026

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 44.41603

Tipo di interpolazione: 1=media ponderata, 2=superficie rigata : 1

Tab.2,All.B: 0=località non in Tab.2, i(1-20)=isola : 0

ag(g),Fo,Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30,.048,2.452,.26

50,.06,2.483,.28

72,.071,2.466,.28

101,.083,2.467,.284

140,.098,2.48,.282

201,.114,2.533,.282

475,.163,2.549,.28

975,.215,2.496,.287

2475,.302,2.431,.302

1.06064323335886E-02,.44318875670433

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR

SLE: SLO : 81

SLE: SLD : 63

SLU: SLV : 10

SLU: SLC : 5

ag(g),Fo,Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

SLO: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 45,.057,2.477,.276

SLD: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 75,.072,2.466,.28

SLV: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 712,.19,2.519,.284

SLC: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 1462,.249,2.468,.293

SLO: S,TB,TC,TD : 1.5,.148,.443,1.828

SLD: S,TB,TC,TD : 1.5,.149,.447,1.888

SLV: S,TB,TC,TD : 1.5,.151,.452,2.36

SLC: S,TB,TC,TD : 1.5,.154,.461,2.596

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) : 3

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) : 1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico : 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST : 1

Microzonazione sismica (-1=sì, 0=no) : -1

DATI PARETE n° 1

STATO ATTUALE

DATI GENERALI DELLA PARETE (Stato Attuale) [lunghezze in mm]:

Piano : 2

Quota di base Z = 4300

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidezza alla traslazione della parete muraria: $K = 12 \text{ E J} / h^3$

Riduzione 50% dei moduli E,G (§C8A.2) = sì

Assemblaggio rigidezza flessionale per maschi contigui = sì

APERTURE (Stato Attuale):

d,z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B,H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

1) d = 740, z = 0; B = 1000, H = 2200

MASCHI MURARI (Stato Attuale):

B,H,Hcalc,s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

N (kN), $\sigma_{po}-\sigma_{pv}$ (N/mm²) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione

τ_o , f_m, E, G (N/mm²); peso specifico = caratteristiche della muratura

1) B = 740, H = 3500, S = 300

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3500

N = 3.22; $\sigma_{po} = 0.000$, $\sigma_{pv} = 0.000$

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

- peso specifico (kN/m³) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- resistenza media a taglio $\tau_o = 0.060$

- resistenza media a compressione f_m = 2.400

- modulo di elasticità longitudinale E = 1500

- modulo di elasticità tangenziale G = 500

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

2) B = 3530, H = 3500, S = 300

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3500

N = 10.48; $\sigma_{po} = 0.000$, $\sigma_{pv} = 0.000$

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

- peso specifico (kN/m³) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- resistenza media a taglio $\tau_o = 0.060$

- resistenza media a compressione f_m = 2.400

- modulo di elasticità longitudinale E = 1500

- modulo di elasticità tangenziale G = 500

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

CARICHI (Stato Attuale) [kN, N/mm²]:

Carico agente in sommità = 13.70

Peso proprio parete = 94.74

Carico totale alla base = 108.44

Sezione trasversale complessiva dei maschi (m²) = 1.281

Tensione media alla base = 0.085

per la verifica a compressione, la tensione alla base va confrontata con:

resistenza di progetto: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C = 0.889$

STATO DI PROGETTO

DATI GENERALI DELLA PARETE (Stato di Progetto) [lunghezze in mm]:

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidezza alla traslazione della parete muraria: $K = 12.0 \text{ E J} / h^3$

Riduzione 50% dei moduli E,G (§C8A.2) = sì

Assemblaggio rigidezza flessionale per maschi contigui = sì

APERTURE (Stato di Progetto):

d,z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B,H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

1) d = 3750, z = 0; B = 1000, H = 2200

MASCHI MURARI (Stato di Progetto):

B,H,Hcalc,s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

N (kN), $\sigma_{po}-\sigma_{pv}$ (N/mm²) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione

τ_o , f_m, E, G (N/mm²); peso specifico = caratteristiche della muratura

1) B = 3750, H = 3500, S = 300

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3500

N = 11.05; $\sigma_{po} = 0.000$, $\sigma_{pv} = 0.000$

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

- peso specifico (kN/m³) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- resistenza media a taglio $\tau_o = 0.060$

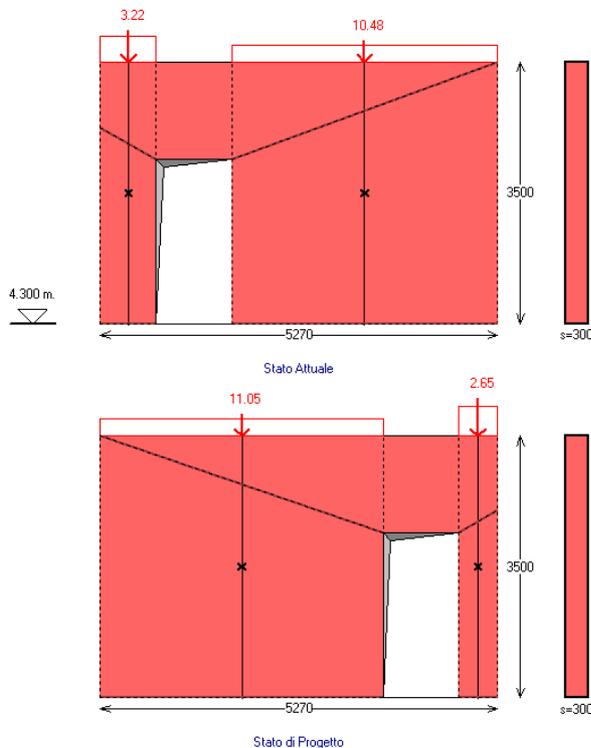
- resistenza media a compressione $f_{cm} = 2.400$
 - modulo di elasticità longitudinale $E = 1500$
 - modulo di elasticità tangenziale $G = 500$
 Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
 2) $B = 520$, $H = 3500$, $S = 300$
 Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, $H_{calc} = 3500$
 $N = 2.65$; $\sigma_{po} = 0.000$, $\sigma_{pv} = 0.000$
 Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 - peso specifico (kN/m³) = 18.00
 valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:
 - resistenza media a taglio $\tau_o = 0.060$
 - resistenza media a compressione $f_{cm} = 2.400$
 - modulo di elasticità longitudinale $E = 1500$
 - modulo di elasticità tangenziale $G = 500$
 Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

CARICHI (Stato di Progetto) [kN, N/m²]:

Carico agente in sommità = 13.70
 Peso proprio parete = 94.74
 Carico totale alla base = 108.44
 Sezione trasversale complessiva dei maschi (m²) = 1.281
 Tensione media alla base = 0.085
 per la verifica a compressione, la tensione alla base va confrontata con:
 resistenza di progetto: $f_d = f_m / \gamma_M / FC = 0.889$

CRITERI di calcolo:

Variazione di Rigidezza per Riparazione Locale: +/- (%) = 15
 Maschi snelli non reagenti per $(H/B) > 3 = no$
 Maschi snelli trascurabili (non reagenti) per $B (mm) < 500 = no$
 Massa Sismica: metà altezza parete = sì
 In caso di vincolo a doppio incastro: Resistenza a taglio per scorrimento calcolata in sommità = no
 Resistenza a taglio per fessurazione diagonale indipendente dalla snellezza della parete = sì
 SLU) Riduzione della forza non superiore al 20% del massimo
 Criteri adottati:
 - Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto
 Coeff. parziale di sicurezza per i materiali in Analisi Statica: $(\gamma_M), M = 2$



NORMATIVA di riferimento: D.M. 14.1.2008

RISULTATI ANALISI PARETE n° 1
ANALISI STATICA dei maschi murari
 [Forze:kN - Tensioni:N/mm²]

$\gamma F \sigma$ = tensione statica alla base della luce deformabile del maschio
 (cfr. Comb.Carico fondamentale SLU (2.5.1) in §2.5.3):
 viene confrontata con f_d = tensione di progetto a compressione
 data da: $f_m/\gamma_M/FC$ ($\gamma_M=2.00$, FC : Att.=1.35 - Prog.=1.35)

STATO ATTUALE

n.	N,somm	Pp,tot	N,base def.	σ ,somm def.	σ ,mezz def.	σ ,base def.	$\gamma F \sigma$ (SLU)	f_d
1)	3.22	17.50	20.72	0.015	0.054	0.093	0.124	0.889
2)	10.48	70.23	80.70	0.010	0.043	0.076	0.101	0.889

STATO DI PROGETTO

n.	N,somm	Pp,tot	N,base def.	σ ,somm def.	σ ,mezz def.	σ ,base def.	$\gamma F \sigma$ (SLU)	f_d
1)	11.05	74.39	85.43	0.010	0.043	0.076	0.101	0.889
2)	2.65	13.34	15.99	0.017	0.060	0.102	0.137	0.889

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	Hcalc (mm)	H/B	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]			Spost.(mm)	
					Taglio	Taglio	Press.compl.	F,ult.	lim. - ult.
					f.diag.	scorr.	somm./base	(max)	elast.
1)	740	3500	4.73	1832	13.27	-	0.67/	4.11	4.11
2)	3530	3500	0.99	49514	60.38	-	10.50/	77.29	60.38
									0.37 21.00
									0.21 21.00

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 94.74
 Carico applicato (kN) = 13.70
 Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 61.07
 Massa sismica = P/g (kgm) = 6228
 Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 64.49
 Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 64.49
 Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 21.00
 Energia dissipata (J=N*m) = 1288.38

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 45.14
 Rigidezza elastica: k^* (N/mm) = 34112
 Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.085
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 1.88
 forza Fy^* (kN) = 64.23

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.770$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 1.379
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 47.04
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 64.23
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.732$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 1.379

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 1.379
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 21.000

Rapporto: Capacità/Domanda = 15.23: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta alla quota 4.30 m. rispetto alle fondazioni dell'edificio:
 per il calcolo di PGA,CLV è necessario applicare un fattore correttivo
 ad a,g per tenere conto della posizione in elevazione della parete (§C8A.4.2.3).
 a,g viene sostituita da: $F = S_e(T1)*\psi(Z)*\gamma / S$.
 La correzione è applicata se $F > 1$.

Parametri utilizzati per il calcolo di $[S_e(T1)*\psi(Z)*\gamma / S]$:

T1 = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata (sec) = 0.114

$\Psi(Z)$ = primo modo di vibrazione nella direzione considerata = (Z/H) = 0.566, dove:

Z = quota di base della parete (m) = 4.30, H = altezza totale dell'edificio (m) = 7.60

γ = coefficiente di partecipazione modale, assunto pari a: 1.200

calcolato con la formula semplificata [§C8A.4.2.3]: $\gamma = 3N/(2N+1)$, dove: N = numero di piani dell'edificio = 2

Se(T1) = spettro elastico [§3.2.3.2.1] calcolato per il periodo T1 = 0.892 g

a,g = accelerazione di progetto per SLV = 0.190 g

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo (S,S)

e delle condizioni topografiche (S,T): S = 1.50

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

Capacità: PGA,CLV = 0.627 g

Domanda: PGA,DLV = 0.415 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 1.509

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO

Maschi murari

n. B	Hcalc (H/B) (mm)	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]				F,ult. (max)	Spost.(mm) lim. - ult. elast.			
			Taglio f.diag.	Taglio scorr.	Press.compl. somm./base						
1)	3750	3500	0.93	53918	64.09	-	11.76/	86.94	64.09	0.22	21.00
2)	520	3500	6.73	684	9.55	-	0.39/	2.21	2.21	0.57	21.00

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 94.74

Carico applicato (kN) = 13.70

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 61.07

Massa sismica = P/g (kgm) = 6228

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 66.31

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 66.31

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 21.00

Energia dissipata (J=N*m) = 1329.18

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 46.42

Rigidità elastica: k* (N/mm) = 37995

Periodo elastico: T* = $2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.080

Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 1.74

forza Fy* (kN) = 66.03

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.752 g

- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 1.208

- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 45.90

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy* (kN) = 66

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 0.695

Controllo su q* secondo §7.8.1.6:

risulta: q* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q* <= 1, e quindi: d*,max = d*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d*,max (mm) = 1.208

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 1.208

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 21.000

Rapporto: Capacità/Domanda = 17.384: Capacità > Domanda

Stato di Progetto: Risultati in termini di PGA:

Capacità: PGA,CLV = 0.627 g

Domanda: PGA,DLV = 0.415 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 1.509

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rig.K)	51346	54601	1.063	compreso fra +/-15% (+6.3%)
F,ult)	64.49	66.31	1.028	> 1 (+2.8%)

Cap.Sp.) 21.00 21.00 1.000 = 1 (=)
 En.) 1288.38 1329.18 1.032 > 1 (+3.2%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti (§C8.4.3) su: rigidità (variazione non significativa), e resistenza e capacità di deformazione (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale).

RINFORZO PARETE SP.15cm Zona sommitale parete h=4.60m



DATI DEI MATERIALI

Muratura: Muratura

E:	1500	N/mm ²
ϵ_{md} :	-0.002	-
ϵ_{md} :	-0.0035	-
f_{md} :	-3.2	N/mm ²
f_{tmd} :	-1.6	N/mm ²
f_{td} :	-15	N/mm ²
f_{tdm} :	1.5	N/mm ²
f_{vmd} :	0.076	N/mm ²
w:	18	kg/m ³



Rete per flessione e per taglio: GeoSteel Grid 400

E:	70000	N/mm ²
ϵ_{sk} :	0.0242857	-
f_{sk} :	1700	N/mm ²
t_r :	0.064	mm
Tipo:	GeoSteel GeoCalce F Antisismico	-
Esposizione:	Interna	-
η_p :	0.55	-



MATRICE: GeoSteel GeoCalce F Antisismico

Resistenza a compressione	>15	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	>5	-
Modulo elastico a compressione	9	N/mm ²
Legame di aderenza	>0.8	mm
Resistenza al fuoco	A1	-



DATI SEZIONE

Stato di fatto

Quantità del materiale di supporto [mm ³]	2.385e+06
Quantità di acciaio [mm ²]	0

Caratteristiche della rete di rinforzo

Tipologia di rete	GeoSteel Grid 400	
1	ρ _{teor}	-
2	ρ _{teor}	-
3	ρ _{teor}	1
4	ρ _{teor}	1



SOLLECITAZIONI

	N[kN]	Mx[kN*m]	My[kN*m]	Vx[kN]	Vy[kN]	T[kN*m]
SLU	243.29	0	0	0	0	-

VERIFICA A FLESSIONE BIASSIALE

Grandezze meccaniche di progetto

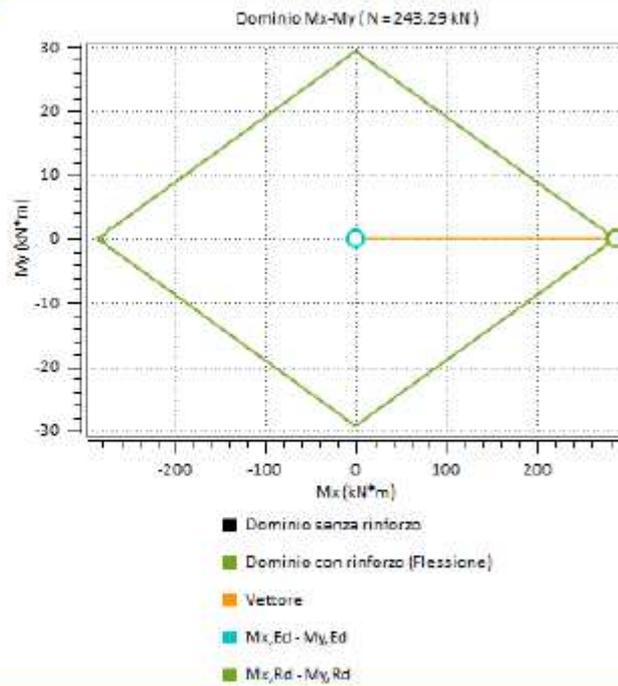
MURATURA: Muratura

Y _m :	2	-
CF:	1.2	-
f _{red} :	-1.33333	N/mm ²
f _{teno} :	-0.666667	N/mm ²
f _{bd} :	-6.25	N/mm ²
f _{bat} :	0.625	N/mm ²
f _{sd0} :	0.0316667	N/mm ²
E _{ms} :	-0.0035	-



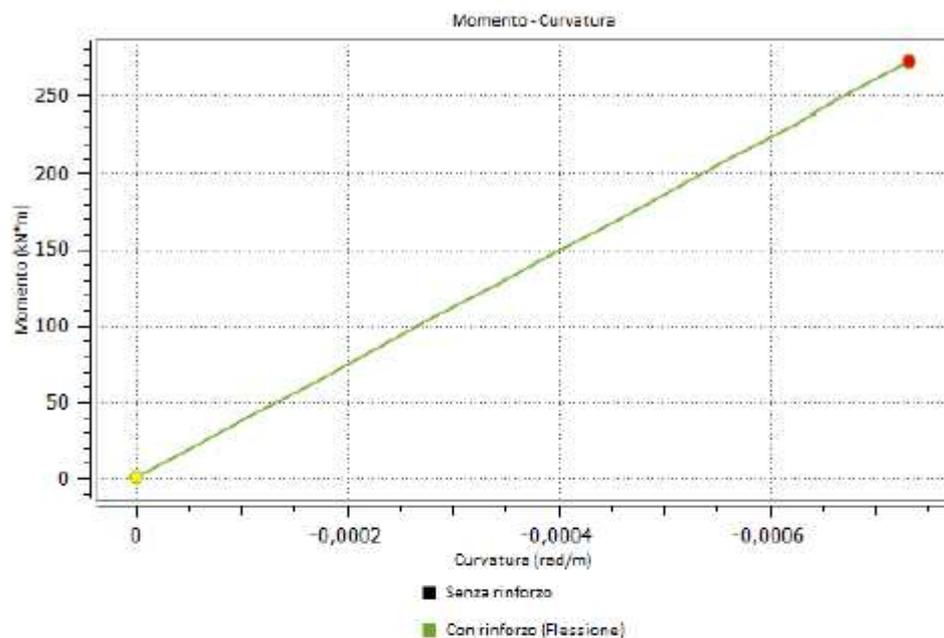
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$: 285.724 (kN*m)
 $M_{y,Rd}$: 0 (kN*m)
 β : 0 (deg.)
 x_c : -473.084 (mm)
 ϵ_{m1} : 0 (-)
 ϵ_{m2} : 0 (-)
 ϵ_r : 0.00616355 (-)
 σ_{m1} : 0 (N/mm²)
 σ_{m2} : 0 (N/mm²)
 σ_c : 431.448 (N/mm²)



$|M_{Ed}| / |M_{Rd}|$: 0 Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:
Esito verifica: VERIFICATO [$|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0$]

ANALISI MOMENTO CURVATURA



VERIFICA A TAGLIO (X)

Grandezze meccaniche di progetto

MURATURA: Muratura

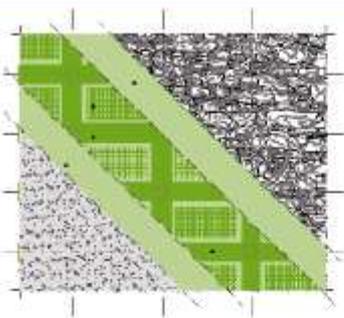
γ_m :	2	-
CF:	1.2	-
f_{red} :	-1.33333	N/mm ²
f_{tred} :	-0.666667	N/mm ²
f_{td} :	-6.25	N/mm ²
f_{bd} :	0.625	N/mm ²
f_{vtd} :	0.0316667	N/mm ²
E_{mtd} :	-0.0035	-



Rete: GeoSteel Grid 400

γ_r :	1.1	-
f_{td} :	850	N/mm ²
f_{vd} :	0	N/mm ²
E_{td} :	0	-

Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura

x	$V_{Rm,d}$	$V_{R,max}$
0 (mm)	0 (kN)	238.5 (kN)

Contributo resistente offerto dal rinforzo

$$V_{Rsd,r}$$

$$0 \text{ (kN)}$$

Resistenza a taglio della sezione rinforzata

$$V_{Rsd}$$

$$0 \text{ (kN)}$$

Il contributo resistente V_{Rsd} corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel [$V_{Rsd,Geosteel}$ (kN)] e quello relativo alla rete [$V_{Rsd,rete}$ (kN)]

$ V_{Ed} / V_{Rsd} $:	nan	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	NON VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rsd} \leq 1.0]$

VERIFICA A TAGLIO (Y)

Grandezze meccaniche di progetto

MURATURA: Muratura

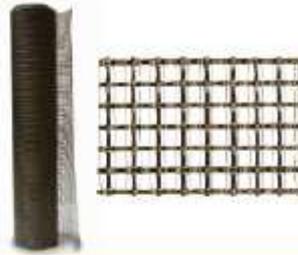
γ_m :	2	-
CF:	1.2	-
f_{md} :	-1.33333	N/mm ²
f_{tmd} :	-0.666667	N/mm ²
f_{sd} :	-6.25	N/mm ²
$f_{t,sd}$:	0.625	N/mm ²
f_{ctd} :	0.0316667	N/mm ²
E_{md} :	-0.0035	-



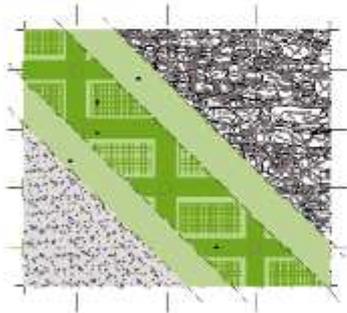
Rete: GeoSteel Grid 400

γ_r :	1.1	-
f_{td} :	850	N/mm ²

f_{td} : 431.448 N/mm²
 E_d : 0.00616355 -



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura

x	$V_{res,d}$	$V_{r,max}$
0 (mm)	0 (kN)	238.5 (kN)

Contributo resistente offerto dal rinforzo

$V_{res,r}$
 109.76 (kN)

Resistenza a taglio della sezione rinforzata

V_{rd}
 109.76 (kN)

Il contributo resistente V_{rd} corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel [$V_{rd,Geosteel}=0$ (kN)] e quello relativo alla rete [$V_{rd,rete}=109.76$ (kN)]

$|V_{ed}|/|V_{rd}|$: 0 Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:

Esito verifica: VERIFICATO [$|V_{ed}|/|V_{rd}| \leq 1.0$]

Zona di base

SOLLECITAZIONI

	N[kN]	Mx[kN*m]	My[kN*m]	Vx[kN]	Vy[kN]	T[kN*m]
SLU	351.62	0	0	0	0	-

VERIFICA A FLESSIONE BIASIALE Grandezze meccaniche di progetto

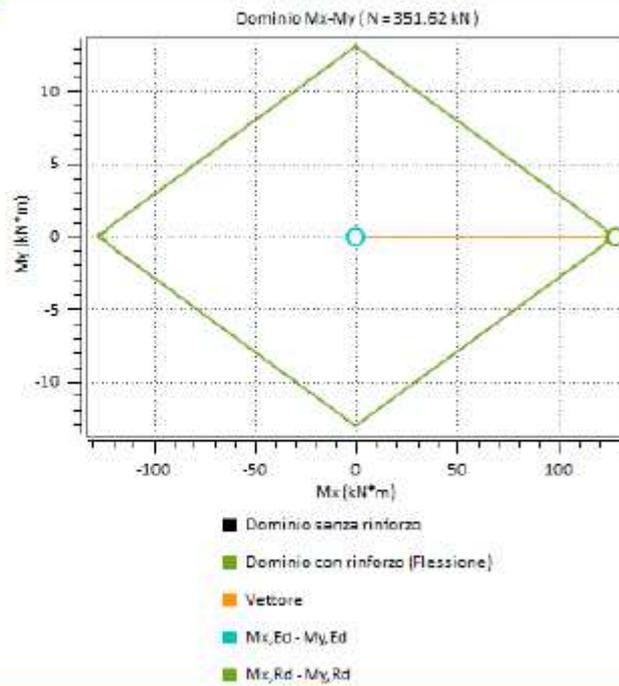
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
CF:	1.2	-
f_{md} :	-1.33333	N/mm ²
f_{tmd} :	-0.666667	N/mm ²
f_{td} :	-6.25	N/mm ²
f_{ttd} :	0.625	N/mm ²
f_{std} :	0.0316667	N/mm ²
E_{md} :	-0.0035	-



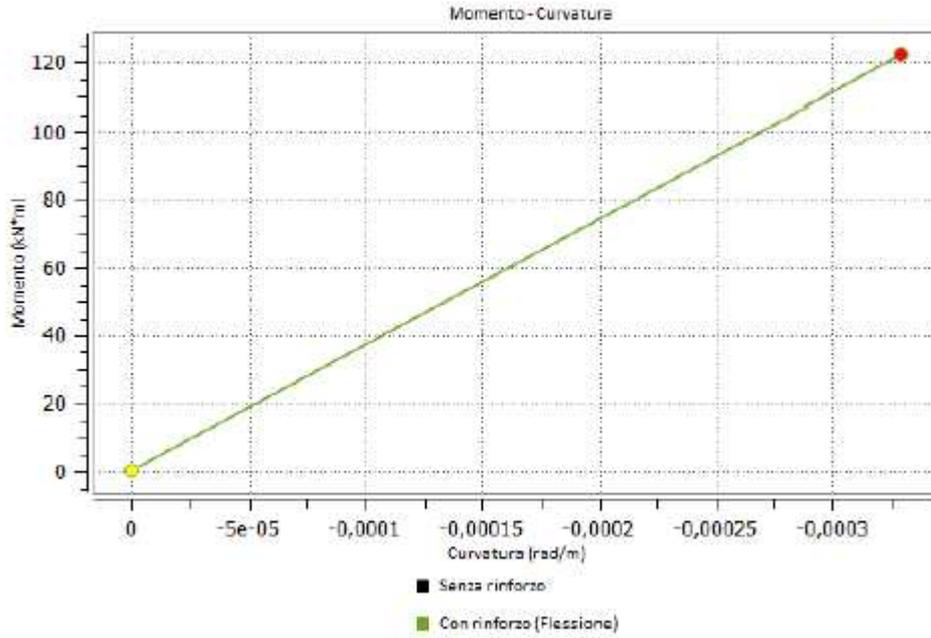
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	127.631 (kN*m)
$M_{y,Rd}$:	0 (kN*m)
β:	0 (deg.)
x_c:	-10418.7 (mm)
ϵ_m:	0 (-)
ϵ_s:	0 (-)
ϵ_t:	0.00616355 (-)
σ_m:	0 (N/mm ²)
σ_s:	0 (N/mm ²)
σ_t:	431.448 (N/mm ²)



M_{Ed} / M_{Rd}:	0	Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



VERIFICA A TAGLIO (X)

Grandezze meccaniche di progetto

MURATURA: Muratura

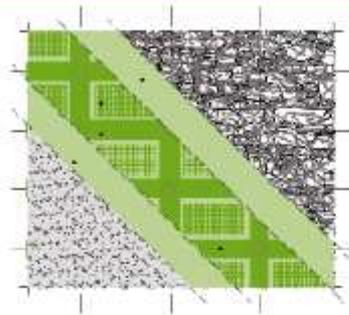
Y_m :	2	-
CF:	1.2	-
f_{md} :	-1.33333	N/mm ²
f_{msd} :	-0.666667	N/mm ²
f_{td} :	-6.25	N/mm ²
f_{tsd} :	0.625	N/mm ²
f_{std} :	0.0316667	N/mm ²
E_{msd} :	-0.0035	-



Rete: GeoSteel Grid 400

Y_r :	1.1	-
f_{rd} :	850	N/mm ²
f_{td} :	0	N/mm ²
E_{sd} :	0	-

Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura

x	$V_{Rm,t}$	$V_{R,m}$
0 (mm)	0 (kN)	238.5 (kN)

Contributo resistente offerto dal rinforzo

$V_{Rst,t}$

0 (kN)

Resistenza a taglio della sezione rinforzata

V_{Rt}

0 (kN)

Il contributo resistente V_{Rt} corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel [$V_{Rst,t}=0$ (kN)] e quello relativo alla rete [$V_{Rm,t}=238.5$ (kN)]

$ V_{Ed} / V_{Rt} $:	nan	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	NON VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rt} \leq 1.0]$

VERIFICA A TAGLIO (Y)

Grandezze meccaniche di progetto

MURATURA: Muratura

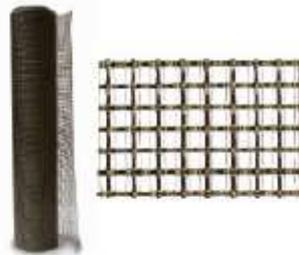
γ_m :	2	-
CF:	1.2	-
f_{red} :	-1.33333	N/mm ²
$f_{t,red}$:	-0.666667	N/mm ²
f_{bd} :	-6.25	N/mm ²
f_{td} :	0.625	N/mm ²
$f_{v,td}$:	0.0316667	N/mm ²
$E_{m,t}$:	-0.0035	-



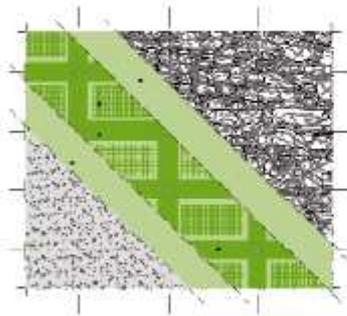
Reti: GeoSteel Grid 400

γ_s :	1.1	-
f_{td} :	850	N/mm ²

f_{td} : 431.448 N/mm²
 E_{td} : 0.00616355 -



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura

x	$V_{Rm,d}$	$V_{Rm,max}$
0 (mm)	0 (kN)	238.5 (kN)

Contributo resistente offerto dal rinforzo

$V_{Rsd,r}$
 109.76 (kN)

Resistenza a taglio della sezione rinforzata

V_{Rd}
 109.76 (kN)

Il contributo resistente V_{Rd} corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel [$V_{Rsd,Geosteel}$ 0(kN)] e quello relativo alla rete [$V_{Rsd,r}$ 109.76(kN)]

$|V_{Ed}| / |V_{Rd}|$: 0

Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:

Esito verifica: VERIFICATO

$[|V_{Ed}| / |V_{Rd}| \leq 1.0]$

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

Il calcestruzzo impiegato è **C25/30** con le seguenti caratteristiche:

- resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 25MPa$;
- resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 30MPa$;
- modulo di elasticità normale $E = 30000MPa$;
- peso specifico medio $\gamma = 25kN / m^3$;
- coeff. parziale di sicurezza $\gamma_c = 1.5$

Le armature sono in acciaio **B450C** con le seguenti caratteristiche:

- tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 450MPa$;
- tensione di rottura caratteristica $f_{tk} = 540MPa$;
- modulo di elasticità normale $E = 200000MPa$;
- coeff. parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.15$

L'acciaio da carpenteria impiegato è **S235 JR** con le caratteristiche seguenti:

- modulo di elasticità $E = 210000MPa$
- carico di rottura alla trazione $f_{tk} = 360MPa$
- carico di snervamento alla trazione $f_{tk} = 235MPa$
- peso specifico $\gamma = 7,87kN / m^3$
- coeff. parziale di sicurezza $\gamma_{Mo} = 1.05$; $\gamma_{M2} = 1.25$

Il legno massello impiegato è **C27** con le seguenti caratteristiche:

- resistenza a flessione $f_{yk} = 27MPa$;
- resistenza a taglio $f_{tk} = 2.8MPa$;
- modulo di elasticità $E = 11500MPa$;
- modulo di taglio medio $G = 720MPa$;
- coeff. parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.45$;

La **muratura esistente** risulta caratterizzata dai seguenti parametri:

- Livello di conoscenza attribuito: LC 2
- Fattore di Confidenza: FC=1.20
- Valori di riferimento dei parametri meccanici (Tabella C8A.2.1 – Circolare 02/02/2009):

$$\begin{aligned}f_m &= 320 \text{ N/cm}^2 \\ \tau_0 &= 7.6 \text{ N/cm}^2 \\ E &= 2382 \text{ N/mm}^2 \\ G &= 953 \text{ N/mm}^2 \\ w &= 18 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Si vedano elaborati grafici S01 – S06

5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

5.1. MANUALE D'USO

STRUTTURE IN FONDAZIONE

PLATEE

Descrizione: Strutture di fondazione diretta di tipo continuo con sviluppo piano, che trasmettono le sollecitazioni statiche e sismiche della sovrastruttura al terreno.

Collocazione: Vedasi le tavole architettoniche e/o strutturali relative al progetto.

Modalità d'uso: Le platee sono elementi di fondazione progettate per resistere: a rotture di taglio lungo superfici di scorrimento nel terreno, ad eccessive variazioni di volume del complesso di terreno interessato, ai cedimenti differenziali nei punti di contatto con il terreno.

Rappresentazione grafica: Vedi disegni esecutivi allegati.

Prestazioni: Tali elementi di fondazione devono sviluppare resistenza e stabilità nei confronti dei carichi e delle sollecitazioni come previsti dal progetto e contrastare l'insorgenza di eventuali deformazioni e cedimenti. Le caratteristiche dei materiali non devono essere inferiori a quanto stabilito nel progetto strutturale.

Tempo vita: 30

STRUTTURE DI ELEVAZIONE

PARETI IN MURATURA

Descrizione: Strutture verticali portanti costruite con elementi artificiali o naturali collegati con strati di malta, che trasferiscono al piano di fondazione le sollecitazioni statiche e sismiche trasmesse dai piani della sovrastruttura.

Collocazione: Vedasi le tavole architettoniche e/o strutturali relative al progetto.

Modalità d'uso: Le pareti di muratura sono elementi strutturali portanti progettati per resistere a fenomeni di schiacciamento, flessione e taglio nei confronti dei carichi trasmessi dalle varie parti della struttura. Inoltre devono soddisfare le condizioni di protezione degli ambienti interni secondo i criteri di vivibilità e utilizzo connessi alla destinazione d'uso dei vari locali che racchiudono.

Rappresentazione grafica: Vedi disegni esecutivi allegati.

Prestazioni: Tali elementi strutturali devono sviluppare resistenza e stabilità nei confronti dei carichi e delle sollecitazioni come previsti dal progetto e contrastare l'insorgenza di eventuali deformazioni e cedimenti. Inoltre devono garantire la tenuta agli agenti atmosferici esterni. Le caratteristiche dei materiali non devono essere inferiori a quanto stabilito nel progetto strutturale.

TRAVI IN ACCIAIO

Descrizione: Strutture orizzontali o inclinate in acciaio, costituite generalmente da profilati metallici presagomati o ottenuti per composizione saldata, aventi la funzione di trasferire i carichi dei piani della sovrastruttura agli elementi strutturali verticali.

Collocazione: Vedasi le tavole architettoniche e/o strutturali relative al progetto.

Modalità d'uso: Le travi in acciaio sono elementi strutturali portanti che, una volta avvenuta la connessione tra i componenti dei vari collegamenti, sono progettati per resistere a fenomeni di pressoflessione, taglio e torsione nei confronti dei carichi trasmessi dalle varie parti della struttura e che assumono una configurazione deformata dipendente anche dalle condizioni di vincolo presenti alle loro estremità.

Rappresentazione grafica: Vedi disegni esecutivi allegati.

Prestazioni: Tali elementi strutturali devono sviluppare resistenza e stabilità nei confronti dei carichi e delle sollecitazioni come previsti dal progetto e contrastare l'insorgenza di eventuali deformazioni e cedimenti. Le caratteristiche dei materiali non devono essere inferiori a quanto stabilito nel progetto strutturale.

Tempo vita: 20

TRAVI IN LEGNO

Descrizione: Strutture orizzontali o inclinate, costituite generalmente da elementi in legno massiccio o composti in legno lamellare, che trasferiscono i carichi dei piani della sovrastruttura agli elementi strutturali verticali.

Collocazione: Vedasi le tavole architettoniche e/o strutturali relative al progetto.

Modalità d'uso: Le travi in legno sono elementi strutturali portanti che, una volta avvenuta la connessione tra i componenti dei vari collegamenti, sono progettati per resistere a fenomeni di pressoflessione, taglio e torsione nei confronti dei carichi trasmessi dalle varie parti della struttura e che assumono una configurazione deformata dipendente anche dalle condizioni di vincolo presenti alle loro estremità.

Rappresentazione grafica: Vedi disegni esecutivi allegati.

Prestazioni: Tali elementi strutturali devono sviluppare resistenza e stabilità nei confronti dei carichi e delle sollecitazioni come previsti dal progetto e contrastare l'insorgenza di eventuali deformazioni e cedimenti. Le caratteristiche dei materiali non devono essere inferiori a quanto stabilito nel progetto strutturale.

5.2. MANUALE DI MANUTENZIONE

STRUTTURE IN FONDAZIONE

PLATEE

Cedimenti

Descrizione: Dissesti uniformi e/o differenziali con manifestazioni di abbassamento del piano di imposta della fondazione.

Cause: Mutamenti delle condizioni del terreno dovuti a cause quali: variazione della falda freatica, rottura di fognature o condutture idriche in prossimità della fondazione, ecc. Mutamenti delle condizioni di carico applicate.

Effetto: Riduzione della stabilità dell'elemento strutturale; riduzione della stabilità a livello globale della struttura; lesioni all'elemento strutturale e/o alla sovrastruttura.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Opere di consolidamento del terreno o della struttura, georesine, opere di sostegno, opere provvisorie.

Esecutore: Ditta specializzata

Corrosione

Descrizione: Degradazione che implica l'evolversi di processi chimici che portano alla corrosione delle armature in acciaio per carbonatazione del ricoprimento di calcestruzzo o per cloruri, visibile con distacchi del copriferro, lesioni e striature di ruggine.

Cause: Fattori esterni ambientali o climatici; errata realizzazione dell'elemento strutturale e dei getti di calcestruzzo; manutenzione carente; cause accidentali.

Effetto: Riduzione della stabilità dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, resine, vernici, malte e trattamenti specifici, opere provvisorie.

Esecutore: Ditta specializzata

Fessurazioni

Descrizione: Degrado superficiale che si manifesta con fessurazioni e crepe.

Cause: Ritiro; cedimenti strutturali e/o del terreno; mutamenti di carico e/o temperatura; eccessive deformazioni.

Effetto: Esposizione delle armature agli agenti corrosivi; ampliamento delle fessurazioni stesse con ramificazioni più o meno profonde.

Valutazione: Moderata

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, georesine, malte, macchine di pompaggio a controllo, trattamenti specifici, opere provvisionali.

Esecutore: Ditta specializzata

Lesioni

Descrizione: Rotture che si manifestano con l'interruzione del tessuto strutturale dell'elemento, le cui caratteristiche e andamento ne definiscono l'importanza e il tipo.

Cause: Le lesioni e le rotture si manifestano quando lo sforzo a cui è sottoposto l'elemento strutturale supera la resistenza corrispondente del materiale.

Effetto: Riduzione della stabilità dell'elemento strutturale e dell'edificio.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, resine bicomponenti, malte, rinforzi, opere provvisionali, sottofondazioni locali.

Esecutore: Ditta specializzata

Non perpendicolarità dell'edificio

Descrizione: L'edificio è sottoposto a spostamenti, rotazioni o alterazioni della propria posizione statica di normale funzionamento.

Cause: Cedimenti; rotture; eventi di natura diversa.

Effetto: Riduzione della stabilità dell'elemento strutturale e dell'edificio.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Opere di consolidamento del terreno o della struttura, georesine, opere di sostegno, opere provvisionali.

Esecutore: Ditta specializzata

STRUTTURE DI ELEVAZIONE PARETI IN MURATURA

Attacco biologico

Descrizione: Presenza di muffe biologiche che si manifestano come un deposito superficiale di microrganismi di colore variabile anche con nascita di vegetazione caratterizzata dalla formazione di muschi e piante lungo la superficie dell'elemento strutturale.

Cause: Esposizione prolungata all'azione diretta degli agenti atmosferici e a fattori ambientali esterni; infiltrazioni di acqua e/o umidità in microfessure o cavità presenti sulla superficie dell'elemento.

Effetto: Degrado generalizzato dell'elemento strutturale; possibile creazione di crepe e fessure.

Valutazione: Lieve

Risorse necessarie: Interventi specifici di pulizia; malte; stucchi; opere provvisorie; attrezzature manuali.

Esecutore: Ditta specializzata

Deterioramento

Descrizione: Deterioramento degli elementi artificiali o naturali per esposizione agli agenti atmosferici che si può presentare con erosione e sgretolamenti superficiali, fessurazioni, decolorazione o presenza di macchie di varia natura.

Cause: Agenti atmosferici; ammaloramenti; minime sollecitazioni meccaniche esterne.

Effetto: Calo della durabilità, riduzione della stabilità della parete.

Valutazione: Moderata

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, nuovi componenti, stucchi, malte.

Esecutore: Ditta specializzata

Disgregazione giunti

Descrizione: Disgregazione e degrado degli strati dei giunti di malta rilevabili con distacchi o erosione di materiale, piccole crepe e cambiamenti di colorazione.

Cause: Ammaloramenti; minime sollecitazioni meccaniche esterne; agenti atmosferici eterni; fattori ambientali.

Effetto: Esposizione eccessiva all'azione degli agenti atmosferici; incremento degli ammaloramenti fino alla creazione di vere e proprie lesioni con perdita di stabilità dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, stucchi, malte, trattamenti specifici.

Esecutore: Utente

Lesioni

Descrizione: Rotture che si manifestano con l'interruzione del tessuto strutturale dell'elemento, sia negli elementi artificiali o naturali che nei giunti di malta.

Cause: Le lesioni e le rotture si manifestano quando lo sforzo a cui è sottoposto l'elemento strutturale supera la resistenza corrispondente del materiale; cedimenti strutturali e/o del terreno; eccessive deformazioni.

Effetto: Perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale e della struttura in generale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, nuovi componenti, rinforzi, stucchi, malte, trattamenti specifici, opere provvisorie.

Esecutore: Ditta specializzata

Umidità

Descrizione: Presenza di chiazze o zone di umidità, generalmente in aree dell'elemento in prossimità del terreno e/o delle fondazioni.

Cause: Esposizione prolungata all'azione diretta degli agenti atmosferici e a fattori ambientali esterni; presenza di microfessure, screpolature o cavità sulla superficie dell'elemento che agevolano l'assorbimento di acqua.

Effetto: Ammaloramento degli elementi costituenti la muratura con perdita, nel tempo, delle caratteristiche di durabilità e di resistenza con probabile nascita di altre anomalie.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Prodotti specifici; malte; stucchi; opere provvisionali; attrezzature manuali.

Esecutore: Ditta specializzata

TRAVI IN ACCIAIO

Bolle o screpolature

Descrizione: Presenza di bolle o screpolature dello strato protettivo superficiale con pericolo di corrosione e formazione di ruggine.

Cause: Azione degli agenti atmosferici e fattori ambientali; urti o minime sollecitazioni meccaniche esterne; perdita di adesione dello strato protettivo.

Effetto: Esposizione dell'elemento metallico agli agenti corrosivi e alla formazione di ruggine.

Valutazione: Moderata

Risorse necessarie: Prodotti antiruggine e/o passivanti, vernici, attrezzature manuali, trattamenti specifici.

Esecutore: Ditta specializzata

Corrosione o presenza di ruggine

Descrizione: Presenza di zone corrose dalla ruggine, estese o localizzate anche in corrispondenza dei giunti e degli elementi di giunzione.

Cause: Perdita degli strati protettivi e/o passivanti; esposizione agli agenti atmosferici e fattori ambientali; presenza di agenti chimici.

Effetto: Riduzione degli spessori delle varie parti dell'elemento; perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Prodotti antiruggine, passivanti, vernici, prodotti e/o trattamenti specifici per la rimozione della ruggine, attrezzature manuali.

Esecutore: Ditta specializzata

Deformazioni o distorsioni

Descrizione: Presenza di evidenti ed eccessive variazioni geometriche e di forma dell'elemento strutturale e/o di locali distorsioni delle lamiere di metallo che costituiscono l'elemento stesso.

Cause: Le eccessive deformazioni e distorsioni si manifestano quando lo sforzo a cui è sottoposto l'elemento strutturale supera la resistenza corrispondente del materiale.

Effetto: Perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Nuovi componenti, elementi di rinforzo, opere provvisionali.

Esecutore: Ditta specializzata

Imbozzamenti locali

Descrizione: Fenomeno d'instabilità locale che si può presentare nelle lamiere metalliche costituenti un elemento strutturale in acciaio, le quali si instabilizzano fuori dal piano piegandosi e corrugandosi.

Cause: Carichi concentrati; cambiamento delle condizioni di carico.

Effetto: Perdita di stabilità e di portanza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Elementi di rinforzo, irrigidimenti, nuovi componenti, attrezzature per saldature in opera.

Esecutore: Ditta specializzata

Serraggio elementi giuntati

Descrizione: Perdita della forza di serraggio nei bulloni costituenti le giunzioni tra elementi in acciaio.

Cause: Non corretta messa in opera degli elementi giuntati; cambiamento delle condizioni di carico; cause esterne.

Effetto: Perdita di resistenza della giunzione e quindi perdita di stabilità dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, attrezzature speciali, chiave dinamometrica.

Esecutore: Ditta specializzata

Trattamenti ignifughi

Descrizione: Perdita della protezione e/o dei rivestimenti ignifughi.

Cause: Agenti atmosferici e fattori ambientali esterni; ammaloramenti dei rivestimenti; minime sollecitazioni meccaniche esterne.

Effetto: Perdita della protezione nei confronti delle elevate temperature che portano deformazioni notevoli e quindi il possibile collasso degli elementi strutturali.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Prodotti ignifughi, attrezzature manuali, trattamenti specifici.

Esecutore: Ditta specializzata

TRAVI IN LEGNO

Attacco biologico

Descrizione: Attacco di funghi, muffe e carie (di tipo bruna o bianca), con relativa formazione di macchie, depositi o putrefazione sugli strati superficiali del legno visibili anche con alterazioni cromatiche; degrado delle parti in legno, dovuto ad insetti xilofagi, che si può manifestare con la formazione di alveoli o piccole cavità.

Cause: Esposizione prolungata all'azione diretta degli agenti atmosferici e a fattori ambientali esterni; infiltrazioni di acqua e/o umidità in microfessure o cavità presenti sulla superficie dell'elemento; attacco fungino dovuto al distacco e alla perdita della vernice protettiva; scarsa ventilazione.

Effetto: Putrefazione e disgregazione del legno che nel caso di carie bruna diventa friabile e inconsistente, mentre nel caso di carie bianca il materiale mantiene la sua struttura fibrosa ma perde peso, diventa molle e si spezza facilmente senza però essere friabile; diminuzione della sezione resistente.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Trattamenti specifici, attrezzature manuali e speciali, vernici, sostanze fungicide, antitarlo e/o antimuffa.

Esecutore: Ditta specializzata

Corrosione dei collegamenti metallici

Descrizione: Presenza di zone corrose dalla ruggine estese o localizzate in corrispondenza degli elementi metallici delle giunzioni.

Cause: Perdita degli strati protettivi e/o passivanti; esposizione agli agenti atmosferici e fattori ambientali; presenza di agenti chimici.

Effetto: Riduzione degli spessori delle varie parti delle giunzioni; perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Prodotti antiruggine e/o passivanti, vernici, prodotti specifici per la rimozione della ruggine, attrezzature manuali.

Esecutore: Ditta specializzata

Deformazioni eccessive

Descrizione: Presenza di evidenti ed eccessive deformazioni geometriche e/o morfologiche dell'elemento strutturale.

Cause: Mutamenti di carico e/o eccessivi carichi permanenti; eventuali modifiche dell'assetto geometrico della struttura.

Effetto: Perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Nuovi elementi, componenti di rinforzo, attrezzature speciali, opere provvisoriale.

Esecutore: Ditta specializzata

Deterioramento

Descrizione: Deterioramento e degrado dell'elemento strutturale in legno con la formazione di microfessure, screpolature, sfogliamenti e distacchi di materiale.

Cause: Esposizione agli agenti atmosferici; invecchiamento; minime sollecitazioni meccaniche esterne; cause esterne.

Effetto: Esposizione agli agenti atmosferici e/o biologici; riduzione, nel tempo, delle sezioni resistenti con conseguente perdita di stabilità dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Applicazione di prodotti protettivi impregnanti, trattamenti specifici, resine, vernici, attrezzature manuali.

Esecutore: Ditta specializzata

Lesioni

Descrizione: Rotture che si manifestano con l'interruzione del tessuto strutturale dell'elemento, le cui caratteristiche e andamento ne definiscono l'importanza e il tipo.

Cause: Le lesioni e le rotture si manifestano quando lo sforzo a cui è sottoposto l'elemento strutturale supera la resistenza corrispondente del materiale.

Effetto: Perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, nuovi elementi, rinforzi, sottofondazioni locali, opere provvisoriale.

Esecutore: Ditta specializzata

Serraggio giunzioni

Descrizione: Perdita della forza di serraggio nei bulloni costituenti le giunzioni metalliche tra elementi strutturali in legno.

Cause: Non corretta messa in opera degli elementi giuntati; cambiamento delle condizioni di carico; cause esterne.

Effetto: Perdita di resistenza della giunzione e quindi perdita di stabilità dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, attrezzature speciali, chiave dinamometrica.

Esecutore: Ditta specializzata

Umidità

Descrizione: Presenza di chiazze o zone di umidità sull'elemento, dovute all'assorbimento di acqua.

Cause: Presenza di microfratture, screpolature o cavità sulla superficie dell'elemento in legno; esposizione prolungata all'azione diretta degli agenti atmosferici e a fattori ambientali esterni.

Effetto: Variazione di volume dell'elemento e conseguente disgregazione con perdita di resistenza e stabilità.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, vernici, prodotti idrorepellenti, trattamenti specifici

5.3. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

STRUTTURE IN FONDAZIONE

PLATEE

Controlli da effettuare

Controllo a cura di personale specializzato

Descrizione: Controllo della consistenza dell'elemento strutturale e dell'eventuale presenza di lesioni. Verifica dell'integrità e perpendicolarità della struttura e delle zone di terreno direttamente interessate dalla stessa.

Modalità d'uso: A vista e/o con l'ausilio di strumentazione idonea.

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Ditta specializzata

Manutenzioni da effettuare

Consolidamento terreno

Descrizione: Opere e/o procedimenti specifici di consolidamento del terreno da scegliere dopo indagini specifiche e approfondite. Trattamenti di miglioramento della resistenza delle fondazioni anche tramite l'impiego di georesine.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Intervento per anomalie di corrosione

Descrizione: Opere di rimozione delle parti ammalorate e della ruggine. Ripristino dell'armatura metallica corrosa con vernici anticorrosive, malte, trattamenti specifici o anche attraverso l'uso di idonei passivanti per la protezione delle armature. Opere di protezione e/o ricostruzione dei copriferri mancanti.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Intervento per anomalie di fessurazione

Descrizione: Opere di ripristino delle fessure e consolidamento dell'integrità del materiale tramite l'utilizzo di resine, malte, cemento o vernici.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Realizzazione sottofondazioni

Descrizione: Realizzazione di sottofondazioni locali o globali a sostegno del sistema di fondazione e della struttura.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Rinforzo elemento

Descrizione: Realizzazione di interventi di rinforzo strutturale dell'elemento mediante la realizzazione di gabbie di armature integrative con getto di malte a ritiro controllato o attraverso l'applicazione di nuovi componenti di rinforzo che aumentino la sezione resistente dell'elemento strutturale.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Riparazione e ripresa delle lesioni

Descrizione: Interventi di riparazione e di ripristino dell'integrità e della resistenza dell'elemento strutturale lesionato tramite l'utilizzo di resine, malte, cemento o altri prodotti specifici, indicati anche per la ricostruzione delle parti di calcestruzzo mancanti; tali trattamenti saranno eseguiti dopo una approfondita valutazione delle cause del difetto accertato e considerando che la lesione sia stabilizzata o meno.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

**STRUTTURE DI ELEVAZIONE
PARETI IN MURATURA**

Controlli da effettuare

Controllo a cura di personale specializzato

Descrizione: Controllo della consistenza dell'elemento strutturale e dell'eventuale presenza di lesioni. Verifica dell'integrità e perpendicolarità della struttura e delle possibili zone di terreno direttamente interessate dalla stessa.

Modalità d'uso: A vista e/o con l'ausilio di strumentazione idonea.

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Ditta specializzata

Controllo a vista

Descrizione: Controllo dell'aspetto e della consistenza dell'elemento strutturale nel suo complesso e dei suoi componenti in specifico. Controllo dell'eventuale presenza di lesioni.

Modalità d'uso: A vista.

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Utente

Manutenzioni da effettuare

Consolidamento muratura

Descrizione: Interventi di consolidamento della muratura tramite l'applicazione di prodotti consolidanti da effettuarsi su superfici pulite e/o pretrattate, con l'iniezione di resine epossidiche o adesivi fluidi per il ripristino e la chiusura delle fessure o attraverso la stuccatura dei giunti molto degradati o mancanti.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Consolidamento terreno

Descrizione: Opere e/o procedimenti specifici di consolidamento del terreno da scegliere dopo indagini specifiche e approfondite. Trattamenti di miglioramento della resistenza delle fondazioni direttamente interessate dalle pareti di muratura, anche tramite l'impiego di georesine.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Demolizione e ricostruzione

Descrizione: Demolizione e ricostruzione di parti o zone di muratura degradate con sostituzione localizzata o estesa degli elementi artificiali/naturali con intervento di cuci-scuci.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Interventi di rinforzo muratura

Descrizione: Incremento della capacità portante della muratura con metodi diversi a seconda del livello di degrado e da scegliere dopo indagini specifiche e approfondite: - riempimento di fratture e vuoti interni mediante iniezioni di malta cementizia o resine sintetiche attraverso una serie di fori eseguiti nella muratura; - realizzazione di incamiciature della parete muraria attraverso l'inserimento di barre di acciaio rese solidali alla muratura con malte di consolidamento, oppure tramite il getto, in aderenza alla superficie muraria, di uno strato cementizio armato con rete metallica, reso solidale alla parete mediante chiodatura.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Pulizia superficie

Descrizione: Intervento di rimozione manuale o meccanica delle parti deteriorate o delle sostanze estranee accumulate attraverso sabbiature, idrolavaggi o con l'uso di prodotti chimici specifici.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Realizzazione sottofondazioni

Descrizione: Realizzazione di sottofondazioni locali o globali alla base della muratura o della relativa fondazione.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

TRAVI IN ACCIAIO

Controlli da effettuare

Controllo a cura di personale specializzato

Descrizione: Controllo del livello di serraggio degli elementi costituenti le giunzioni. Verifica dell'integrità e della presenza di distorsioni e deformazioni eccessive nell'elemento strutturale, nonché della perpendicolarità della struttura.

Modalità d'uso: A vista e/o con l'ausilio di strumentazione idonea.

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Ditta specializzata

Controllo a vista

Descrizione: Esame dell'aspetto e del degrado dell'elemento strutturale e dei suoi eventuali strati protettivi. Controllo della presenza di possibili corrosioni dell'acciaio e di locali imbozzamenti.

Modalità d'uso: A vista.

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Utente

Manutenzioni da effettuare

Applicazione prodotti protettivi

Descrizione: Applicazione prodotti antiruggine con ripristino degli strati protettivi e/o passivanti, previa pulizia delle superfici da trattare.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Controllo e riapplicazione serraggio

Descrizione: Verifica ed eventualmente, riapplicazione delle forze di serraggio negli elementi giuntati.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Intervento di rinforzo

Descrizione: Realizzazione di elementi di rinforzo con piastre e profili da aggiungere all'elemento strutturale indebolito anche attraverso l'applicazione di irrigidimenti longitudinali e/o trasversali per le lamiere imbozzate.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Pulizia delle superfici metalliche

Descrizione: Spazzolature, sabbiature ed in generale opere ed interventi di rimozione della ruggine, della vernice in fase di distacco o di sostanze estranee eventualmente presenti sulla superficie dell'elemento strutturale, da effettuarsi manualmente o con mezzi meccanici.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Sostituzione elementi giunzione

Descrizione: Sostituzione degli elementi danneggiati facenti parte di una giunzione (lamiere, dadi, bulloni, rosette) con elementi della stessa classe e tipo.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Sostituzione elemento

Descrizione: Interventi di sostituzione dell'elemento o degli elementi eccessivamente deformati, danneggiati o usurati, considerando di sostituire anche i relativi collegamenti. Durante l'intervento si dovrà verificare e garantire la stabilità globale della struttura o dei singoli elementi che la costituiscono anche attraverso l'uso di opere provvisoriale.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Trattamenti ignifughi

Descrizione: Trattamenti di rimozione e rifacimento del manto protettivo ignifugo danneggiato o ammalorato presente sulla superficie dell'elemento strutturale di acciaio.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

TRAVI IN LEGNO

Controlli da effettuare

Controllo a cura di personale specializzato

Descrizione: Controllo della consistenza dell'elemento strutturale, della presenza di lesioni o distacchi di materiale. Controllo della compattezza interna del materiale per evidenziare eventuali attacchi da funghi o da insetti che si sviluppano sotto la superficie dell'elemento. Verifica dell'integrità e perpendicolarità della struttura e delle possibili zone di terreno direttamente interessate dalla stessa.

Modalità d'uso: A vista e/o con l'ausilio di strumentazione idonea.

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Ditta specializzata

Controllo a vista

Descrizione: Controllo dell'aspetto, del degrado e dell'integrità delle superfici dell'elemento strutturale e dei giunti, controllo della presenza di eventuali macchie, di umidità, di attacco biologico, rigonfiamenti o di alterazioni cromatiche della superficie.

Modalità d'uso: A vista.

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Utente

Manutenzioni da effettuare

Applicazione trattamenti protettivi

Descrizione: Trattamenti protettivi della superficie lignea con prodotti antitarlo, fungicidi, antimuffa o anche prodotti di carattere ignifugo o idrorepellente. I trattamenti vanno eseguiti su superfici precedentemente pulite.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Controllo e riapplicazione serraggio

Descrizione: Verifica e eventualmente, riapplicazione delle forze di serraggio negli elementi giuntati o sostituzione dei componenti facenti parte della giunzione.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Interventi per corrosione giunti metallici

Descrizione: Spazzolature, sabbiature ed in generale opere ed interventi di rimozione della ruggine, della vernice in fase di distacco o di sostanze estranee eventualmente presenti sulle superfici dei componenti facenti parte delle giunzioni metalliche, da effettuarsi manualmente o con mezzi meccanici. Applicazione prodotti antiruggine con ripristino degli strati protettivi.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Pulizia delle superfici in legno

Descrizione: Pulizia e asportazione delle parti degradate e marcite della superficie dell'elemento di legno, attraverso pulizia meccanica, manuale o ad aria compressa in funzione del tipo e dell'entità del degrado.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Ricostruzione parti mancanti

Descrizione: Ripristino o ricostruzione di parti mancanti o degradate dell'elemento strutturale attraverso sistemi misti con utilizzo di armature metalliche e prodotti a base di resine o con elementi in vetroresina.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Ricostruzione testata trave

Descrizione: Rifacimento della testata di una trave danneggiata o fatiscente attraverso l'impiego di un getto di betoncino utilizzando apposite resine e armature metalliche opportunamente dimensionate.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Rinforzo elemento

Descrizione: Trattamenti di rinforzo e consolidamento localizzati o estesi da eseguirsi dopo una approfondita valutazione delle cause del difetto accertato e considerando che le lesioni, eventualmente presenti, siano stabilizzate o meno: - fissaggio di barre in acciaio in appositi incavi realizzati nelle zone lesionate, attraverso l'impiego di resine epossidiche o altri prodotti specifici; - placcaggio esterno delle zone lesionate con l'uso di lamiere in acciaio o altro materiale; - applicazione di prodotti consolidanti di vario tipo come resine epossidiche, acriliche, poliuretatiche, ecc..

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Sostituzione elementi giunzione

Descrizione: Sostituzione degli elementi danneggiati facenti parte di una giunzione (lamiere, dadi, bulloni, rosette) con elementi della stessa classe e tipo.

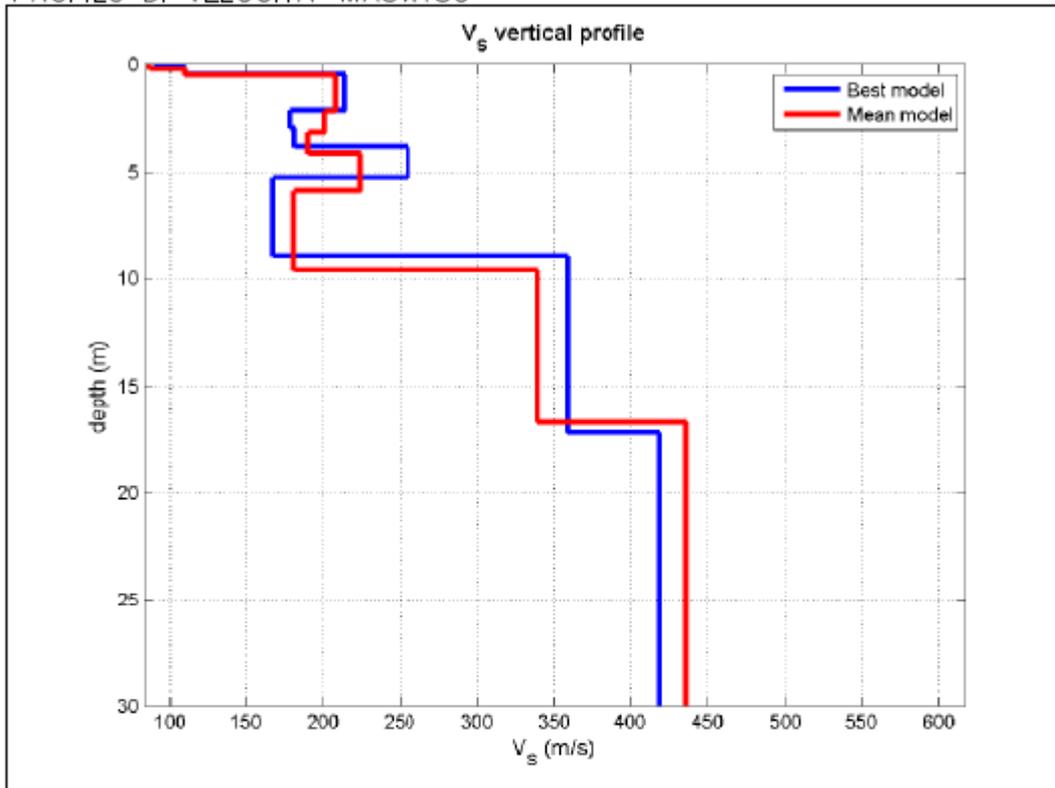
Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

PROFILO DI VELOCITA' MASW18C



Mean model

Vs (m/s): 87, 110, 208, 201, 190, 224, 181, 339, 436, 410
 Thickness (m): 0.2, 0.3, 1.7, 1.0, 1.0, 1.7, 3.8, 7.1, 16.3, 36.6

Density (gr/cm³) (approximate values): 1.62 1.70 1.82 1.82 1.90 1.91 1.81 1.94 1.98 1.964
 Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 12 21 79 74 69 96 59 222 376 329

Approximate values for Vp and Poisson

Vp (m/s): 162 230 381 379 533 543 363 615 731 666
 Poisson: 0.30 0.35 0.29 0.30 0.43 0.40 0.33 0.28 0.22 0.19

Vs30 (m/s): 291

Masw eseguita all'interno del giardino della Biblioteca Oriani in concomitanza della micro zonazione sismica di 3^a livello

RAPPORTO DI PROVA
13.025-2.CPT

Commessa: 13.025
Committente: COMUNE DI RAVENNA
Località: TEATRO ALIGHIERI – RAVENNA RA
Strumento utilizzato: TG 63-200 PAGANI
Prova eseguita in data: 14/02/2014
Profondità prova: 20 m
Livello falda: 1.4 m da p.d.c.

Caratteristiche Tecniche-Strumentali DPSH TG 63-200 PAGANI

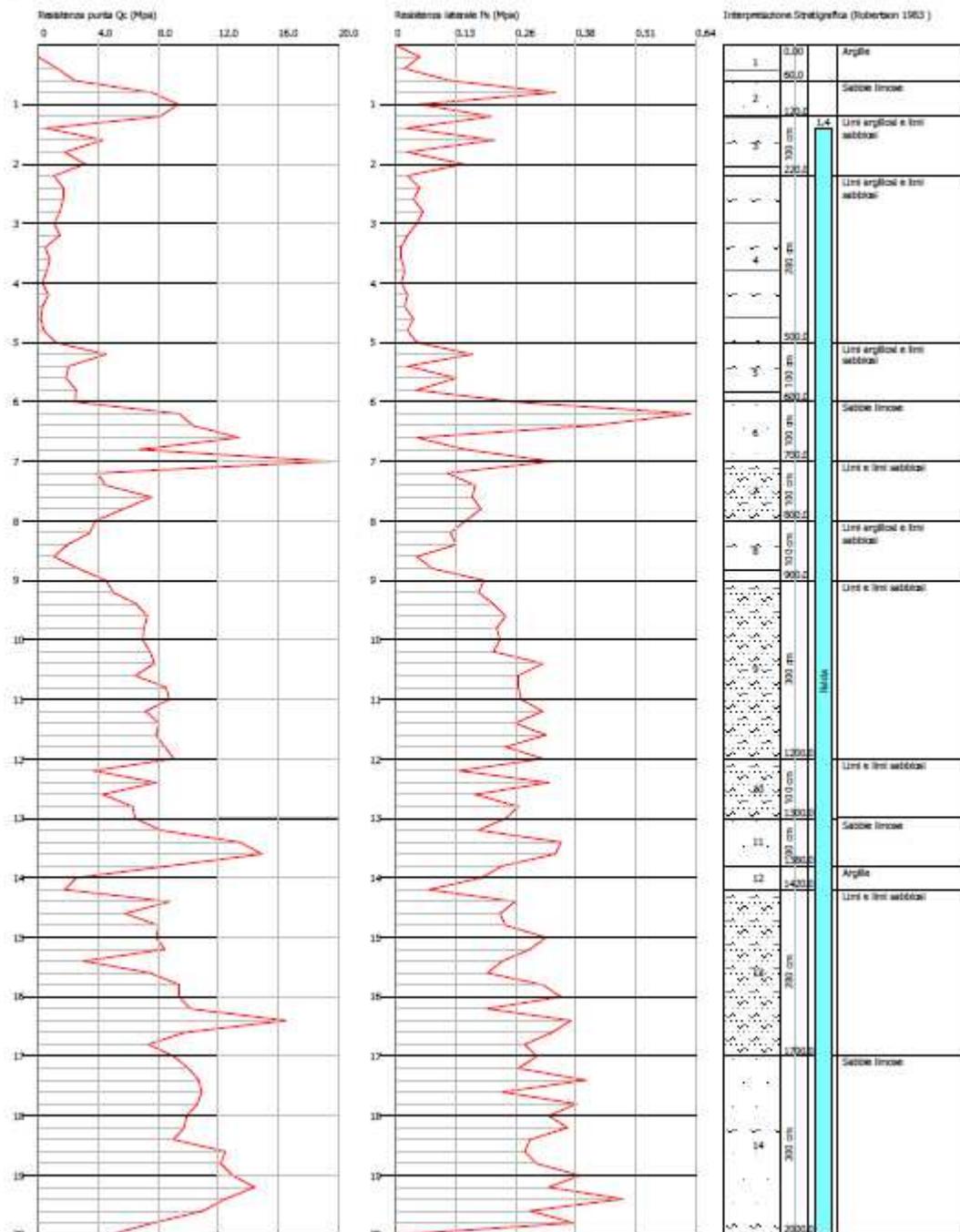
Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diámetro Punta conica meccanica	35,7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

CPT1

Profondità (m)	Letture punta (Mpa)	Letture laterale (Mpa)	qc (Mpa)	fs (Mpa)
0.20				
0.40	1.275	2.059	1.275	0.02
0.60	2.452	2.746	2.452	0.118
0.80	7.551	9.316	7.551	0.34
1.00	9.316	14.416	9.316	0.052
1.20	8.14	8.924	8.14	0.203
1.40	0.588	3.628	0.588	0.026
1.60	4.315	4.707	4.315	0.209
1.80	1.765	4.903	1.765	0.026
2.00	3.138	3.53	3.138	0.144
2.20	1.079	3.236	1.079	0.026
2.40	1.667	2.059	1.667	0.052
2.60	1.667	2.452	1.667	0.039
2.80	1.471	2.059	1.471	0.059
3.00	1.079	1.961	1.079	0.046
3.20	1.471	2.157	1.471	0.026
3.40	0.49	0.883	0.49	0.013
3.60	0.785	0.981	0.785	0.013
3.80	0.588	0.785	0.588	0.02
4.00	0.294	0.588	0.294	0.013
4.20	0.686	0.883	0.686	0.026
4.40	0.294	0.686	0.294	0.02
4.60	0.196	0.49	0.196	0.039
4.80	0.392	0.981	0.392	0.026
5.00	1.177	1.569	1.177	0.046
5.20	4.511	5.198	4.511	0.164
5.40	2.059	4.511	2.059	0.026
5.60	1.863	2.256	1.863	0.13
5.80	2.55	4.511	2.55	0.046
6.00	2.452	3.138	2.452	0.255
6.20	9.414	13.239	9.414	0.628
6.40	10.297	19.711	10.297	0.419
6.60	13.337	19.613	13.337	0.046
6.80	6.767	7.453	6.767	0.15
7.00	19.417	21.673	19.417	0.333
7.20	3.923	8.924	3.923	0.111
7.40	4.511	6.178	4.511	0.17
7.60	7.551	10.101	7.551	0.164
7.80	5.688	8.14	5.688	0.183
8.00	3.825	6.57	3.825	0.15
8.20	3.432	5.688	3.432	0.118

8.40	1.961	3.727	1.961	0.13
8.60	1.079	3.04	1.079	0.046
8.80	2.648	3.334	2.648	0.078
9.00	4.511	5.688	4.511	0.189
9.20	5.001	7.845	5.001	0.177
9.40	6.57	9.218	6.57	0.209
9.60	7.257	10.395	7.257	0.235
9.80	7.061	10.591	7.061	0.216
10.00	6.963	10.199	6.963	0.223
10.20	7.453	10.787	7.453	0.209
10.40	7.747	10.885	7.747	0.314
10.60	6.472	11.18	6.472	0.262
10.80	8.532	12.454	8.532	0.262
11.00	8.728	12.651	8.728	0.268
11.20	7.159	11.18	7.159	0.314
11.40	8.041	12.749	8.041	0.255
11.60	7.845	11.67	7.845	0.321
11.80	8.434	13.239	8.434	0.235
12.00	9.022	12.553	9.022	0.314
12.20	3.727	8.434	3.727	0.137
12.40	7.845	9.905	7.845	0.327
12.60	4.315	9.218	4.315	0.17
12.80	6.276	8.826	6.276	0.262
13.00	6.472	10.395	6.472	0.235
13.20	8.14	11.67	8.14	0.177
13.40	13.435	16.083	13.435	0.353
13.60	14.906	20.202	14.906	0.34
13.80	8.728	13.827	8.728	0.228
14.00	2.55	5.982	2.55	0.183
14.20	1.765	4.511	1.765	0.072
14.40	8.728	9.807	8.728	0.255
14.60	5.786	9.611	5.786	0.223
14.80	8.041	11.376	8.041	0.235
15.00	7.845	11.376	7.845	0.321
15.20	8.434	13.239	8.434	0.287
15.40	3.04	7.355	3.04	0.228
15.60	7.453	10.885	7.453	0.196
15.80	9.414	12.356	9.414	0.314
16.00	9.414	14.122	9.414	0.353
16.20	10.101	15.396	10.101	0.196
16.40	16.475	19.417	16.475	0.373
16.60	9.709	15.298	9.709	0.333
16.80	7.355	12.356	7.355	0.275
17.00	9.022	13.141	9.022	0.301
17.20	10.003	14.514	10.003	0.262
17.40	10.689	14.612	10.689	0.405
17.60	10.885	16.966	10.885	0.228
17.80	10.591	14.024	10.591	0.385
18.00	9.905	15.691	9.905	0.327
18.20	9.709	14.612	9.709	0.366
18.40	9.022	14.514	9.022	0.287
18.60	12.454	16.769	12.454	0.275
18.80	12.16	16.279	12.16	0.301
19.00	12.945	17.456	12.945	0.392
19.20	14.416	20.3	14.416	0.327
19.40	12.454	17.358	12.454	0.483
19.60	10.983	18.24	10.983	0.287
19.80	7.649	11.964	7.649	0.38
20.00	4.805	10.493	4.805	0.0

CPT 60A Eseguita presso il Teatro Alighieri a Ravenna a meno di 200m di distanza



6.2. RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DEL TERRENO

Da una verifica dello stato attuale delle fondazioni del fabbricato è emerso che queste presentano dimensioni tali da garantire una adeguata portanza. Non è pertanto necessario un intervento sulle fondazioni esistenti poiché non si modificano significativamente le pressioni sul terreno.

Alla base della piattaforma elevatrice verrà realizzata una platea di fondazione armata. In considerazione dei modesti carichi trasmessi dalla struttura in elevazione alla platea di fondazione, non si esegue il calcolo perché non necessario: la platea verrà armata con ferri $\phi 8/20''$ e

posizionando lungo gli allineamenti dei muri dei cordoli armati formati da almeno n.4 barre $\phi 12$ legate da staffe $\phi 8/20$ ".

Sotto la fondazione verrà realizzato un getto di pulizia in conglomerato cementizio magro. La quota di imposta sarà raggiunta mediante compattazione del piano di sbancamento e con sabbietta rullata e vibrata. Le dimensioni della platea sono state verificate in modo da richiedere per il terreno una portanza inferiore a quella limite. La platea della piattaforma elevatrice, sarà comunque collegata alle fondazioni del fabbricato esistente e non trasmetterà sollecitazioni significative alle fondazioni del fabbricato stesso; pertanto il calcolo delle fondazioni è stato eseguito come si trattasse di un'opera a se stante.

Per la morfologia del terreno e per l'assenza della falda alle profondità raggiunte non sono previste opere accessorie.

STRATIGRAFIA DEL TERRENO

Dai dati raccolti si deduce per l'area destinata alla realizzazione dell'intervento la seguente successione di terreni:

- da p.c. a -0.60 m argille
- da -0.6m a -1.20m sabbie limose
- da -1.20m a -6.0m limi argillosi e limi sabbiosi
- da -6.0m a -7.0m sabbie limose
- da -7.0m a -8.0m limi e limi sabbiosi
- da -8.0 a -9.0m limi argillosi e limi sabbiosi
- da -9.0m a -13.0m limi e limi sabbiosi

La falda freatica e' presente nell'area alla profondità di circa - -1.40 m dal p.c.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

La verifica della suddetta condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali

Nella presente relazione è stata effettuata la verifica GEO secondo l'Approccio 2:

- combinazione A1+M1+R3

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{dk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.4.I (dell' NTC 2008) - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

ORIENTAMENTI GEOTECNICI

I parametri geotecnici utili per la determinazione della capacità portante verranno considerati facendo riferimento ai livelli di limi argillosi media che si riscontrano superati i primi metri di profondità, che risultano essere i più cedevoli.

Per la realizzazione delle fondazioni si consiglia in generale di prevedere fondazioni dirette superficiali, impostate a circa 0.60 m di profondità in modo da risentire il meno possibile dell'effetto che le argille provocano al variare delle stagioni.

Nella seguente relazione viene effettuato il calcolo del carico limite (Q_{lim}) tramite la formula di Brinch – Hansen in “condizioni non drenate” ($c = c_u \neq 0$, $\phi' = 0$).

Il calcolo del carico limite si riduce alla seguente relazione:

$$q_{lim} = \frac{N_c c_u i_c d_c b_c g_c + \gamma D}{\gamma_R} = \frac{5,14 c_u (1 + 0,2B/L)(1 + 0,2D/L) + \gamma D}{\gamma_R} = 9812,07 \text{ kg/mq}$$

Dove:

c_u = coesione non drenata

B = larghezza della fondazione

L = lunghezza della fondazione

D = incastro della fondazione nel terreno

γ = densità naturale del terreno sopra il piano di fondazione

γ_R = fattore di sicurezza

In relazione ai dati di cui si dispone si possono considerare come parametri caratteristici del terreno:

$$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 25^\circ$$

$$c_u = 0,35 \text{ kg/cm}^2$$

che risulta essere quella dei livelli più cedevoli per motivi di sicurezza.

6.3. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA 'PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE' DEL SITO DI COSTRUZIONE

Si è valutata la pericolosità sismica di base del sito sulla base del progetto S1-INGV. I valori a_g , F_0 e T_C^* sono stati ottenuti interpolando i dati del reticolo intorno al sito di riferimento. Di seguito sono riportati i valori ottenuti:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,057	2,476	0,275
SLD	75	0,072	2,464	0,284
SLV	712	0,190	2,519	0,283
SLC	1462	0,249	2,467	0,292

Considerando un terreno di categoria C si ottiene infine:

T_R	S_t	S_s	C_c
30 (SLO)	1.000	1.500	1.608
50 (SLD)	1.000	1.500	1.591
475 (SLV)	1.000	1.412	1.592
975 (SLU)	1.000	1.331	1.576

7. ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

Si vedano le tavole del rilievo geometrico-strutturale riportate nella vulnerabilità sismica redatta dallo studio Comes srl.

8. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Gli interventi eseguiti sul corpo di fabbrica comportano un miglioramento locale delle singole zone di intervento. Vista la tipologia degli interventi eseguiti, la loro estensione e la categoria di intervento ('riparazione e intervento locale'), non è stato possibile quantificare numericamente il livello di sicurezza globale raggiunto, ma solo per alcuni elementi su cui si è intervenuto, si ritiene comunque che tutti gli interventi svolti rispettino quanto richiesto al punto 8.4.3 delle norme vigenti e che quindi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Per il fabbricato, in particolare è stato valutato il livello di sicurezza dei solai di piano rinforzati e delle travi metalliche esistenti a sostegno dei controsoffitti dell'ultimo piano che sono risultati entrambi migliorati; sono state rieseguite le verifiche ai meccanismi locali di quelle pareti in cui è stato posizionato il profilo metallico a cordonatura delle pareti stesse, che hanno comportato, rispetto allo stato attuale valutato nella verifica di vulnerabilità sismica, un miglioramento e un incremento del livello di sicurezza; infine le nuove travi a sostegno dei controsoffitti dell'ultimo piano nei vani che si affacciano su via da Polenta sono stati dimensionati e verificati per rispettare la normativa vigente.

MECCANISMI LOCALI			
		INDICE DI RISCHIO	
MECCANISMO	PIANO	STATO ATTUALE	STATO DI PROGETTO
n.01	3	0,110	0,615
n.01	2-3	0,438	0,524
n.02	2	0,280	1,117
n.02	1-2	0,561	1,444
n.03	2	0,300	1,599
n.03	1-2	0,620	1,101
n.04	3	0,180	0,925
n.04	2-3	0,278	0,337
n.04	1-2-3	0,294	-

		INDICE DI RISCHIO	
SOLAI		STATO ATTUALE	STATO DI PROGETTO
SOLAIO 24 E 24	M	0,412	0,623
	T	0,926	1,173
SOLAIO 37 E 38	M	0,660	1,261
	T	1,110	1,984

MODIFICA POSIZIONE APERTURA

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]				
Rig.K)	51346	54601	1.063	compreso fra +/-15% (+6.3%)
F,ult)	64.49	66.31	1.028	> 1 (+2.8%)
Cap.Sp.)	21.00	21.00	1.000	= 1 (=)
En.)	1288.38	1329.18	1.032	> 1 (+3.2%)

9. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA





Controsoffitto di tipo "Perret" estradosso



Lesione/giunto naturale tra corpo principale e corpo allungato

MANUALE D'USO

Lastre di cartongesso

Unità Tecnologica: 01.01

Pareti interne

Le lastre di cartongesso sono realizzate con materiale costituito da uno strato di gesso di cava racchiuso fra due fogli di cartone speciale resistente ed aderente. Il mercato offre vari prodotti diversi per tipologia. Gli elementi di cui è composto sono estremamente naturali tanto da renderlo un prodotto ecologico, che bene si inserisce nelle nuove esigenze di costruzione. Le lastre di cartongesso sono create per soddisfare qualsiasi tipo di soluzione, le troviamo di tipo standard per la realizzazione normale, di tipo ad alta flessibilità per la realizzazione delle superfici curve, di tipo antifuoco trattate con vermiculite o cartoni ignifughi classificate in Classe 1 o 0 di reazione al fuoco, di tipo idrofugo con elevata resistenza all'umidità o al vapore acqueo, di tipo fonoisolante o ad alta resistenza termica che, accoppiate a pannello isolante in fibre o polistirene estruso, permettono di creare delle contropareti di tamponamento che risolvono i problemi di condensa o umidità, migliorando notevolmente le condizioni climatiche dell'ambiente. Le lastre vengono fissate con viti autofilettanti a strutture metalliche in lamiera di acciaio zincato, o nel caso delle contropareti, fissate direttamente sulla parete esistente con colla e tasselli, le giunzioni sono sigillate e rasate con apposito stucco e banda.

Modalità di uso corretto:

Non compromettere l'integrità delle pareti.

ANOMALIE RISCONTRABILI

01.01.01.A01 Decolorazione

Alterazione cromatica della superficie.

01.01.01.A02 Disgregazione

Decoesione caratterizzata da distacco di granuli o cristalli sotto minime sollecitazioni meccaniche.

01.01.01.A03 Distacco

Disgregazione e distacco di parti notevoli del materiale che può manifestarsi anche mediante espulsione di elementi prefabbricati dalla loro sede.

01.01.01.A04 Efflorescenze

Formazione di sostanze, generalmente di colore biancastro e di aspetto cristallino o polverulento o filamentoso, sulla superficie del manufatto. Nel caso di efflorescenze saline, la cristallizzazione può talvolta avvenire all'interno del materiale provocando spesso il distacco delle parti più superficiali: il fenomeno prende allora il nome di criptoefflorescenza o subefflorescenza.

01.01.01.A05 Erosione superficiale

Asportazione di materiale dalla superficie dovuta a processi di natura diversa. Quando sono note le cause di degrado, possono essere utilizzati anche termini come erosione per abrasione o erosione per corrasione (cause meccaniche), erosione per corrosione (cause chimiche e biologiche), erosione per usura (cause antropiche).

01.01.01.A06 Esfoliazione

Degradazione che si manifesta con distacco, spesso seguito da caduta, di uno o più strati superficiali subparalleli fra loro, generalmente causata dagli effetti del gelo.

01.01.01.A07 Fessurazioni

Presenza di rotture singole, ramificate, ortogonale o parallele all'armatura che possono interessare l'intero spessore del manufatto.

01.01.01.A08 Macchie

Imbrattamento della superficie con sostanze macchianti in grado di aderire e penetrare nel materiale.

01.01.01.A09 Mancanza

Caduta e perdita di parti del materiale del manufatto.

01.01.01.A10 Penetrazione di umidità

Comparsa di macchie di umidità dovute all'assorbimento di acqua.

01.01.01.A11 Polverizzazione

Decoesione che si manifesta con la caduta spontanea dei materiali sotto forma di polvere o granuli.

CONTROLLI ESEGUIBILI DALL'UTENTE

01.01.01.C01 Controllo generale delle parti a vista

Cadenza: quando occorre

Tipologia: Controllo a vista

Controllo del grado di usura delle parti in vista e di eventuali anomalie (distacchi, fessurazioni, rotture, rigonfiamenti, ecc.).

Requisiti da verificare: 1) *Regolarità delle finiture*; 2) *Resistenza agli urti*; 3) *Resistenza meccanica*.

Anomalie riscontrabili: 1) *Decolorazione*; 2) *Disgregazione*; 3) *Distacco*; 4) *Efflorescenze*; 5) *Erosione superficiale*; 6) *Esfoliazione*; 7) *Fessurazioni*; 8) *Macchie*; 9) *Mancanza*; 10) *Penetrazione di umidità*; 11) *Polverizzazione*._

MANUTENZIONI ESEGUIBILI DALL'UTENTE

01.01.01.I01 Pulizia

Cadenza: quando occorre

Pulizia delle superfici e rimozione di sporcizia e macchie mediante ritocchi di pittura e/o ripristino dei rivestimenti.

MANUALE DI MANUTENZIONE

Lastre di cartongesso

Unità Tecnologica: 01.01
Pareti interne

Le lastre di cartongesso sono realizzate con materiale costituito da uno strato di gesso di cava racchiuso fra due fogli di cartone speciale resistente ed aderente. Il mercato offre vari prodotti diversi per tipologia. Gli elementi di cui è composto sono estremamente naturali tanto da renderlo un prodotto ecologico, che bene si inserisce nelle nuove esigenze di costruzione. Le lastre di cartongesso sono create per soddisfare qualsiasi tipo di soluzione, le troviamo di tipo standard per la realizzazione normale, di tipo ad alta flessibilità per la realizzazione delle superfici curve, di tipo antifluco trattate con vermiculite o cartoni ignifughi classificate in Classe 1 o 0 di reazione al fuoco, di tipo idrofugo con elevata resistenza all'umidità o al vapore acqueo, di tipo fonoisolante o ad alta resistenza termica che, accoppiate a pannello isolante in fibre o polistirene estruso, permettono di creare delle contropareti di tamponamento che risolvono i problemi di condensa o umidità, migliorando notevolmente le condizioni climatiche dell'ambiente. Le lastre vengono fissate con viti autofilettanti a strutture metalliche in lamiera di acciaio zincato, o nel caso delle contropareti, fissate direttamente sulla parete esistente con colla e tasselli, le giunzioni sono sigillate e rasate con apposito stucco e banda.

ANOMALIE RISCONTRABILI

01.01.01.A01 Decolorazione

Alterazione cromatica della superficie.

01.01.01.A02 Disgregazione

Decoesione caratterizzata da distacco di granuli o cristalli sotto minime sollecitazioni meccaniche.

01.01.01.A03 Distacco

Disgregazione e distacco di parti notevoli del materiale che può manifestarsi anche mediante espulsione di elementi prefabbricati dalla loro sede.

01.01.01.A04 Efflorescenze

Formazione di sostanze, generalmente di colore biancastro e di aspetto cristallino o polverulento o filamentoso, sulla superficie del manufatto. Nel caso di efflorescenze saline, la cristallizzazione può talvolta avvenire all'interno del materiale provocando spesso il distacco delle parti più superficiali: il fenomeno prende allora il nome di criptoefflorescenza o subefflorescenza.

01.01.01.A05 Erosione superficiale

Asportazione di materiale dalla superficie dovuta a processi di natura diversa. Quando sono note le cause di degrado, possono essere utilizzati anche termini come erosione per abrasione o erosione per corrasione (cause meccaniche), erosione per corrosione (cause chimiche e biologiche), erosione per usura (cause antropiche).

01.01.01.A06 Esfoliazione

Degradazione che si manifesta con distacco, spesso seguito da caduta, di uno o più strati superficiali subparalleli fra loro, generalmente causata dagli effetti del gelo.

01.01.01.A07 Fessurazioni

Presenza di rotture singole, ramificate, ortogonale o parallele all'armatura che possono interessare l'intero spessore del manufatto.

01.01.01.A08 Macchie

Imbrattamento della superficie con sostanze macchianti in grado di aderire e penetrare nel materiale.

01.01.01.A09 Mancanza

Caduta e perdita di parti del materiale del manufatto.

01.01.01.A10 Penetrazione di umidità

Comparsa di macchie di umidità dovute all'assorbimento di acqua.

01.01.01.A11 Polverizzazione

Decoesione che si manifesta con la caduta spontanea dei materiali sotto forma di polvere o granuli.

CONTROLLI ESEGUIBILI DALL'UTENTE

01.01.01.C01 Controllo generale delle parti a vista

Cadenza: quando occorre

Tipologia: Controllo a vista

Controllo del grado di usura delle parti in vista e di eventuali anomalie (distacchi, fessurazioni, rotture, rigonfiamenti, ecc.).

Requisiti da verificare: 1) *Regolarità delle finiture*; 2) *Resistenza agli urti*; 3) *Resistenza meccanica*.

Anomalie riscontrabili: 1) *Decolorazione*; 2) *Disgregazione*; 3) *Distacco*; 4) *Efflorescenze*; 5) *Erosione superficiale*; 6) *Esfoliazione*; 7) *Fessurazioni*; 8) *Macchie*; 9) *Mancanza*; 10) *Penetrazione di umidità*; 11) *Polverizzazione*.__

MANUTENZIONI ESEGUIBILI DALL'UTENTE

01.01.01.I01 Pulizia

Cadenza: quando occorre

Pulizia delle superfici e rimozione di sporcizia e macchie mediante ritocchi di pittura e/o ripristino dei rivestimenti.

MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

01.01.01.I02 Riparazione

Cadenza: quando occorre

Riparazione di eventuali fessurazioni o crepe mediante la chiusura delle stesse con gesso. Riparazione e rifacimento dei rivestimenti.

Ditte specializzate: *Muratore*.__

SOTTOPROGRAMMA DEI CONTROLLI

Codice ¶	Elementi Manutenibili / Controlli ¶	Tipologia ¶	Frequenza ¶
01.01.01 ¶	Lastre di cartongesso ¶		
01.01.01.C01 ¶	Controllo: Controllo generale delle parti a vista ¶ <i>Controllo del grado di usura delle parti in vista e di eventuali anomalie (distacchi, fessurazioni, rotture, rigonfiamenti, ecc.)</i> ¶	Controllo a vista ¶	quando occorre ¶

SOTTOPROGRAMMA DEGLI INTERVENTI

Codice ¶	Elementi Manutenibili / Interventi ¶	Frequenza ¶
01.01.01 ¶	Lastre di cartongesso ¶	
01.01.01.I01 ¶	Intervento: Pulizia ¶ <i>Pulizia delle superfici e rimozione di sporcizia e macchie medi ante ritocchi di pittura e/o ripristino dei rivestimenti</i> ¶	quando occorre ¶
01.01.01.I02 ¶	Intervento: Riparazione ¶ <i>Riparazione di eventuali fessurazioni o crepe mediante la chiusura delle stesse con gesso. Riparazione e rifacimento dei rivestimenti</i> ¶	quando occorre ¶

SOTTOPROGRAMMA DELLE PRESTAZIONI

Codice ¶	Elementi Manutenibili / Requisiti e Prestazioni / Controlli ¶	Tipologia ¶	Frequenza ¶
01.01 ¶	Pareti interne ¶		
01.01.R02 ¶	Requisito: Resistenza agli urti ¶ <i>Le pareti debbono essere in grado di sopportare urti (definiti dall'energia cinetica di urti tipo o convenzionali di corpi duri, come di oggetti scagliati, o molli, come il peso di un corpo che cade) che non debbono compromettere la stabilità della parete, né provocare il distacco di elementi o frammenti pericolosi a carico degli utenti</i> ¶		
01.01.01.C01 ¶	Controllo: Controllo generale delle parti a vista ¶	Controllo a vista ¶	quando occorre ¶
01.01.R03 ¶	Requisito: Resistenza meccanica ¶ <i>Le pareti devono contrastare in modo efficace la manifestazione di eventuali rotture, o deformazioni rilevanti, causate dall'azione di possibili sollecitazioni</i> ¶		
01.01.01.C01 ¶	Controllo: Controllo generale delle parti a vista ¶	Controllo a vista ¶	quando occorre ¶