



Comune di Trieste
piazza Unità d'Italia 4
34121 Trieste
tel. 040/6751
www.comune.trieste.it
partita iva 00210240321

AREA CITTA' E TERRITORIO SERVIZIO PROJECT FINANCING

STUDIO D'INGEGNERIA CIVILE DOTT. ING. MARIO SMREKAR

34131 TRIESTE - SCALA G.G.WINCKELMANN 9 - TEL/FAX 040 308734 - E-mail: studio.smrekar@tiscalinet.it

COLLABORATORI

ing. Michele Ambrosin

CONTROLLATO

TAVOLA

DATA

gennaio 2013

S0

SCALA

SOSTITUISCE IL

SOSTITUITO DA

NUOVA SEDE ARCHIVIO GENERALE COMUNALE

RISTRUTTURAZIONE DELL'EDIFICIO 7

EX CASERMA BELENO DI VIA REVOLTELLA

LOTTO 3 - 1° LOTTO ESECUTIVO STRUTTURALE

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO
PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO
RELAZIONE SUI MATERIALI
RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

RIFERIMENTO FILE:

\\tsclient\T\2012\029 - caserma beleno\intestazioni.dwg

A. RELAZIONE GENERALE	3
A1. RELAZIONE ILLUSTRATIVA	3
A1.1. <i>Analisi effettuate</i>	4
A1.2. <i>Normativa di riferimento</i>	4
A2. PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO	5
A3. RELAZIONE SUI MATERIALI	7
A3.1. <i>Materiali presenti allo stato di fatto</i>	7
A3.2. <i>Materiali di preventivato impiego</i>	9
A4. AZIONI SULLE COSTRUZIONI	12
A4.1. <i>Azioni nelle verifiche agli stati limite</i>	12
A4.2. <i>Carichi applicati alla struttura</i>	13
A4.2.1 Determinazione del carico da neve	13
A4.2.2. Determinazione del carico da vento	13
A4.2.3. Carichi presenti allo stato di fatto	13
A4.2.4. Carichi presenti nella situazione di progetto	14
A5. ANALISI STORICO-CRITICA E INDAGINI EFFETTUATE	15
 B. ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELL'EDIFICIO 7	 16
B1. DATI DI MODELLAZIONE – ANALISI DINAMICA MODALE	16
B1.1. <i>Preferenze di analisi</i>	18
B1.2. <i>Combinazioni di carico</i>	19
B2. RISULTATI DI CALCOLO	20
B3. VERIFICHE ALLE AZIONI SISMICHE	21
B3.1. <i>Verifiche dei maschi murari allo stato di fatto</i>	21
B4. VERIFICHE ALLE AZIONI GRAVITAZIONALI	31
B4.1. <i>Solaio piano tipo a putrelle e voltine in laterizio</i>	31
B4.2. <i>Solaio piano sottotetto in legno</i>	32
B5. VERIFICHE GEOTECNICHE SULLO STATO DI FATTO	33
B6. CONCLUSIONI SULLO STATO DI FATTO	36
 C. RELAZIONE DI CALCOLO – 1° LOTTO ESECUTIVO STRUTTURALE	 37
C1. DATI DI MODELLAZIONE – ANALISI PUSHOVER	39
C1.1. <i>Preferenze di analisi</i>	40
C2. RISULTATI ANALISI PUSHOVER	41
C2.1. <i>Riassunto dei principali risultati</i>	41
C2.2. <i>Curve di capacità</i>	43
C2.3. <i>Verifica della nuova parete c.a.</i>	59
C2.4. <i>Conclusioni sull'analisi pushover</i>	60
C3. ANALISI DINAMICA MODALE PER LE VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO	61
C3.1. <i>Preferenze di analisi</i>	61
C4. RISULTATI ANALISI DINAMICA MODALE	62
C5. VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO PER AZIONI SISMICHE	62
C6. VERIFICHE DEI CINEMATISMI	66
C6.1. <i>Verifica a ribaltamento del timpano</i>	66
C6.2. <i>Verifica a ribaltamento di parete multipiano</i> -	67
C7. DIMENSIONAMENTO DEL GIUNTO SISMICO	74
C8. VERIFICHE IN COMBINAZIONI DI CARICO NON SISMICHE	75
C8.1. <i>Verifica dei maschi murari in combinazioni non sismiche</i>	75
C8.2. <i>Verifica elementi di copertura</i>	86
C8.2.1. Terzere LAM20/42	86
C8.2.2. Terzere LAM20/34	87
C8.2.3. Falsi puntoni MAS14/18	90
C8.2.4. Travi metalliche UPN240][.....	91
C8.3. <i>Verifica dei nuovi solai di piano</i>	93
C8.3.1. Solaio laterocemento con luce maggiore	93
C8.3.2. Verifica code di rondine	94
C8.4. VERIFICA NUOVE TRAVI C.A. FUORI SPESSORE	95
C8.5. VERIFICA TRAVI METALLICHE DI CAPOSCALA ESISTENTI	97

D. RELAZIONE DI CALCOLO - NUOVA TETTOIA METALLICA.....	98
D1. PREMESSA	98
D2. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	98
D2.1. Azioni nelle verifiche agli stati limite.....	98
D2.2. Analisi dei carichi – tettoia metallica	99
D2.2.1 Determinazione del carico da neve.....	99
D2.2.2 Determinazione del carico da vento	99
D2.3. Carichi applicati alla struttura	101
D2.4. Combinazioni di carico	101
D3. DATI DI ANALISI E DI MODELLAZIONE.....	102
D3.1. Preferenze di analisi	102
D4. RISULTATI DELL' ANALISI	104
D4.1. Sollecitazioni aste.....	104
D4.2. Taglio alla base.....	104
D4.3. Verifica effetti secondo ordine	105
D5. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	106
D5.1. Traversi HEB140	106
D5.2. Montanti HEB140	108
D5.3. Controventi.....	109
D6. VERIFICA DELLE CONNESSIONI.....	110
D6.1. Piastra di base Asta 3 Nodo 4.....	110
D6.2. Collegamento tirante di parete ai montanti	111
D6.3. Saldatura montante-traverso HEB140.....	112
D7. DIMENSIONAMENTO DEL GIUNTO SISMICO	112
E. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	113
E1. VERIFICHE GEOTECNICHE E DELLE FONDAZIONI 1° LOTTO STRUTTURALE	113
E1.1. Parametri geotecnici	113
E1.2. Pressioni massime in fondazione.....	114
E1.3. Verifica della capacità portante del terreno.....	114
E1.4. Verifica a scorrimento sul piano di fondazione.....	115
E1.5. Verifica dell'ancoraggio dei cordoli in c.a. alle fondazioni delle murature esistenti	115
E2. VERIFICHE GEOTECNICHE E DELLE FONDAZIONI DELLA TETTOIA	116
E2.1. Pressioni massime sul terreno	116
E2.2. Verifica del plinto maggiormente sollecitato.....	117
F. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	120
F.1. CONTROLLO DELLE COMPRESSIONI MASSIME NEI MASCHI MURARI NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO.....	120
F.2. PREDIMENSIONAMENTO TETTOIA ALLE T.A.	129
F.3. CONTROLLO DEL TAGLIO ALLA BASE TETTOIA SLV	129
F.4. PREDIMENSIONAMENTO SOLAI DI PIANO	130

A. Relazione generale

A1. Relazione illustrativa

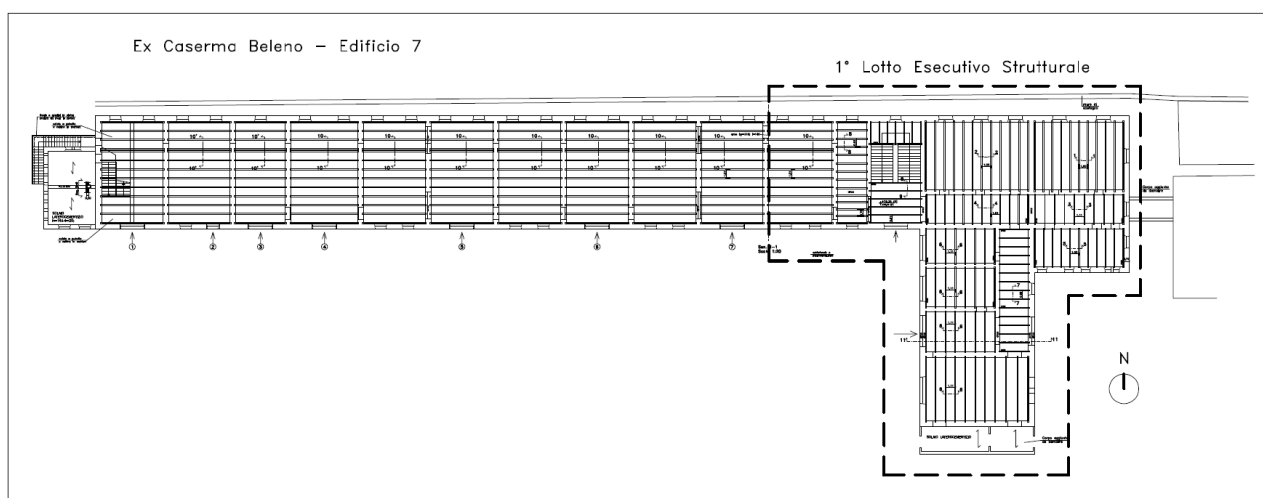
Il presente progetto strutturale riguarda la realizzazione della Nuova Sede dell'Archivio Generale Comunale nell'Edificio 7 del complesso edilizio ex Caserma Beleno in via Pasquale Revoltella a Trieste.

L'edificio, attualmente dismesso e adibito parzialmente e per il solo piano terreno a magazzino – deposito, è costituito da un corpo principale con orientamento Ovest-Est di dimensioni in pianta pari a circa 125x13m sul quale si innesta un corpo secondario con orientamento Nord-Sud di lunghezza pari a circa 22x12 m. L'edificio si sviluppa in altezza per 4 livelli calpestabili ed ha struttura portante in muratura di blocchi di arenaria squadrati di spessore variabile (mediamente 70 cm).

I solai di piano sono in travi metalliche e voltine di laterizio per il primo livello e in legno per i piani superiori.

La copertura è in legno, costituita da travi di falda che poggiano su un colmo e due arcarecci.

In accordo con la Committenza, il progetto strutturale che si presenta prevede di intervenire esclusivamente su una porzione limitata dell'edificio, identificata come **1° Lotto esecutivo strutturale**, costituito dalla porzione all'estremità Est, individuata negli schemi seguenti.



Il progetto prevede che i primi tre livelli dell'edificio (PT, 1°P, 2°P) siano adibiti ad archivio tecnico, con carichi accidentali distribuiti costituiti dagli archivi compattabili mobili che raggiungono i 1.500 daN/m²; per l'ultimo livello (P. sottotetto), destinato ad ospitare uffici, e per tutte le altre zone non utilizzate ad archivio si considera un carico utile pari a 300 daN/m².

In questa fase, il progetto prevede di giuntare sismicamente il 1° Lotto dal resto dell'edificio che sarà oggetto di intervento, previo corrispondente progetto strutturale, in tempi successivi compatibilmente con l'acquisizione dei necessari finanziamenti.

Il progetto prevede pertanto l'**adeguamento sismico** della porzione di edificio corrispondente al 1° Lotto esecutivo strutturale. Nel dettaglio, gli interventi previsti nel progetto sono i seguenti:

- realizzazione di giunto sismico tra il 1° Lotto e la porzione rimanente di edificio;
- realizzazione di una nuova parete in c.a. in corrispondenza del giunto stesso a chiusura perimetrale della muratura;
- realizzazione di un vano ascensore-montacarichi in muratura armata in corrispondenza dell'estremità Est dell'edificio;
- rinforzo e consolidamento delle fondazioni mediante aumento della superficie di impronta;
- regolarizzazione con allineamento verticale dei fori porta e finestra nelle pareti interne ed esterne;
- demolizione della copertura e della muratura dell'ultimo livello del corpo servizi ad Est, con rifacimento della stessa in modo complanare alla falda del braccio principale;
- demolizione e rifacimento della copertura esistente;
- demolizione degli orizzontamenti esistenti e rifacimento con travi in c.a. fuori spessore e solai laterocementizi $h=24+4=28\text{cm}$ con travetti tralicciati binati per le porzioni ad uso archivio e monotrave per gli spazi di circolazione e gli uffici;
- rinforzo e consolidamento con rete e betoncino sulle due facce delle pareti maggiormente sollecitate; in particolare, realizzazione di una controparete interna in c.a. di spessore 15 cm e per l'altezza di due piani a ridosso delle murature che sostengono le travi in c.a. fuori spessore nei solai con destinazione d'uso archivio.

I nuovi solai laterocementizi e le nuove travi fuori spessore saranno protetti dal fuoco mediante controsoffitto antincendio.

L'intervento si completa mediante la **nuova costruzione** di una tettoia metallica da realizzarsi in adiacenza all'estremità Est del 1° Lotto strutturale e sismicamente giuntata ad esso, a protezione degli ingressi secondari e dell'ascensore.

Si specifica che l'edificio in oggetto, quale Archivio Generale Comunale, non risulta esplicitamente ricompreso nell'elenco degli edifici strategici, rilevanti o che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso, secondo quanto riportato nel DGR 1368/2011 – Regolamento di attuazione dell'articolo 3, comma 3, lettere a e c della LR 16/2009. Tuttavia, a parere del Progettista Strutturale, condiviso dalla Committenza, pur non trattandosi di un edificio pubblico suscettibile di affollamento, né di un edificio vincolato dalla Soprintendenza ai B.A.A.S., si ritiene che l'edificio sia da ritenersi **rilevante** per il fatto che un eventuale collasso della struttura potrebbe comportare un ingente danno non in termini di vite umane, quanto piuttosto per la tutela del patrimonio storico, artistico e culturale che vi sarà custodito. Ciò premesso, l'edificio rientra nella definizione di cui all'Art.3, comma 1, lettera c del succitato Decreto e, pertanto, ad esso va attribuita una Classe d'Uso III. Ne consegue l'obbligo di verifica tecnica.

A1.1. Analisi effettuate

Stato di fatto – Edificio 7

Allo scopo di valutare il livello di sicurezza alle azioni sismiche della struttura allo stato di fatto è stata effettuata un'analisi dinamica modale della struttura esistente con i carichi accidentali propri della sua originaria destinazione d'uso. L'analisi ha evidenziato una situazione generalizzata di non verifica degli elementi strutturali in muratura esistenti.

I solai esistenti inoltre risultano non verificati per quanto riguarda le sollecitazioni e la deformazione con i carichi accidentali previsti per la destinazione d'uso originaria (300 daN/m²) e a maggior ragione non risultano verificati per i carichi previsti per l'archivio (1.500 daN/m²).

In fase preliminare si è ipotizzato di recuperare i solai esistenti in legno e in acciaio mediante interventi di consolidamento, ma le verifiche hanno restituito esito negativo, ad eccezione dei solai di luce molto ridotta degli spazi di circolazione concentrati all'estremità Est dell'edificio, che però presentano una situazione di forte degrado degli elementi lignei e metallici dovuto alla penetrazione di acqua meteorica dalla copertura a compluvio inversa realizzata in tempi successivi in corrispondenza della zona servizi.

Da tali considerazioni è emersa la necessità di demolire e ricostruire tutti gli orizzontamenti dell'edificio.

Situazione di progetto – 1° Lotto esecutivo strutturale

La valutazione della sicurezza nella situazione di progetto è stata effettuata secondo la metodologia seguente:

- analisi statica non lineare (pushover) in controllo di spostamenti per la valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, ad eccezione dello stato limite di pressoflessione fuori piano;
- analisi dinamica modale con fattore di struttura per la valutazione dello stato limite di pressoflessione fuori piano;
- analisi cinematica lineare per la valutazione della sicurezza rispetto al ribaltamento di intere pareti o di porzioni di esse;
- analisi lineare con soli carichi gravitazionali per la valutazione degli stati limite non sismici.

Situazione di progetto – Nuova tettoia metallica

E' stata effettuata un'analisi dinamica modale in ipotesi di comportamento non dissipativo della struttura

A1.2. Normativa di riferimento

D.M. 14 gennaio 2008 *Norme tecniche per le costruzioni (NTC)*

Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009 n.617 *Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche*

CNR-DT 207/2008 *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*

UNI 11119:2004 *Beni culturali – Manufatti lignei – Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera*

L.R. 16/2009, art.3, comma 2, lett. A: *Classificazione delle zone sismiche e indicazione delle aree di alta e bassa sismicità*

D.G.R. 845 del 6/5/2010 *Classificazione delle zone sismiche e indicazione delle aree di alta e bassa sismicità*

D.G.R. 1368/2011 *Regolamento di attuazione dell'articolo 3, comma 3, lettere a e c della LR 16/2009.*

A2. Pericolosità sismica del sito

Gli stati limite considerati sono lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato limite di Operatività (SLO).

La pericolosità sismica di base è definita in termini di accelerazione massima attesa al suolo a_g .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} , a partire dai parametri su sito di riferimento rigido orizzontale, ottenuti sulla base delle coordinate geografiche del sito:

Sito in esame (via Revoltella - Trieste)

latitudine: 45,642401

longitudine: 13,798023

Classe: 3

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11881	Lat: 45,6346	Lon: 13,7752	Distanza: 1973,117
Sito 2	ID: 11882	Lat: 45,6345	Lon: 13,8466	Distanza: 3875,476
Sito 3	ID: 11660	Lat: 45,6845	Lon: 13,8468	Distanza: 6021,919
Sito 4	ID: 11659	Lat: 45,6846	Lon: 13,7754	Distanza: 5014,194

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:

A

Categoria topografica:

T1

Periodo di riferimento:

75 anni

Coefficiente cu:

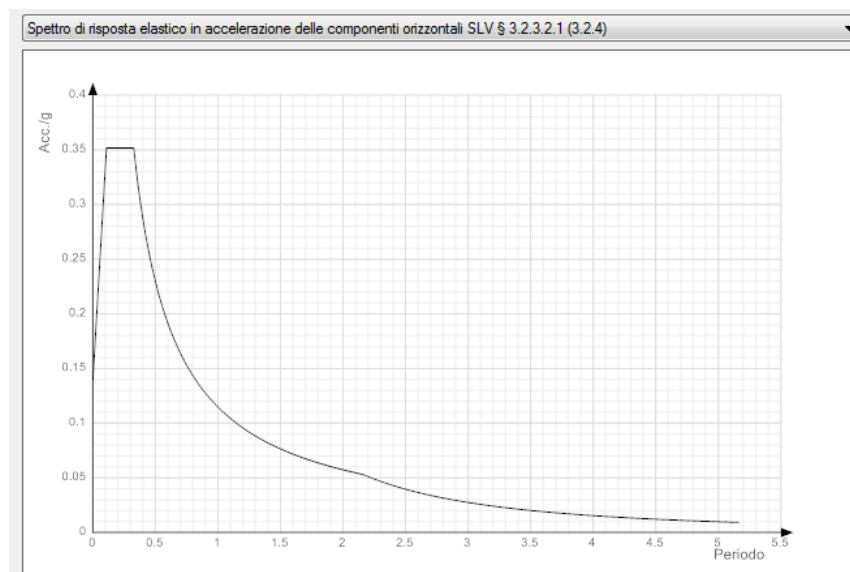
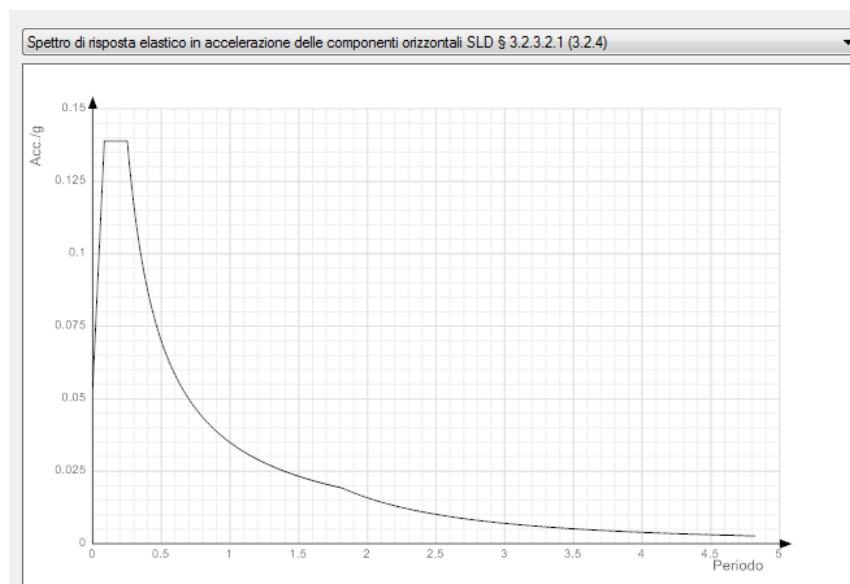
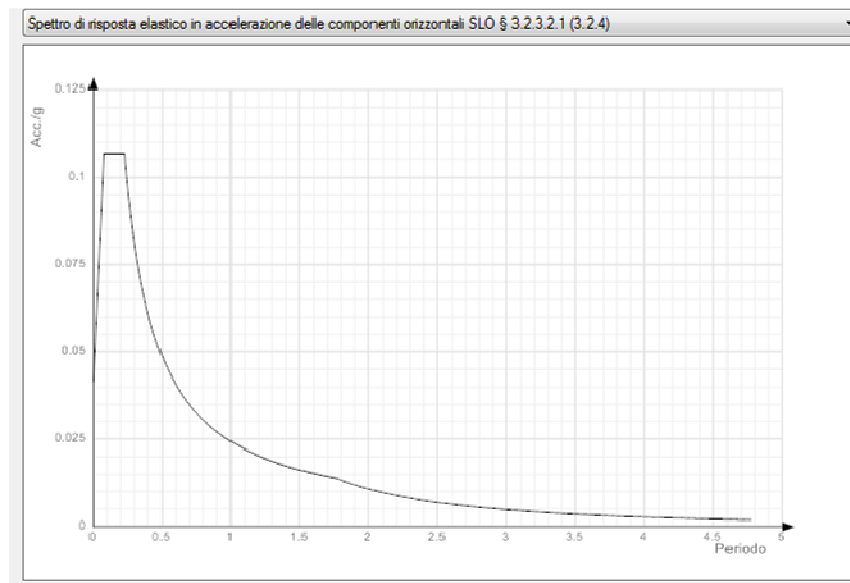
1,5 corrispondente a classe d'uso III

Stato limite	Probabilità di superamento: %	Tr Tempo ritorno (anni)	a_g (m/s ²)	Fo	Tc* s
Operatività (SLO)	81	45	0,041 g	2,559	0,227
Danno (SLD)	63	75	0,054 g	2,565	0,252
Salvaguardia della vita (SLV)	10	712	0,139 g	2,515	0,324
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	1462	0,177 g	2,557	0,336

Coefficienti Sismici

Stato limite	Ss (ampl. strat.)	Cc (Coeff. Funz. Cat.)	St (Ampl. Topo.)	Kh	Kv	Amax (m/s ²)	beta
SLO	1,000	1,000	1,000	0,008	0,004	0,407	0,200
SLD	1,000	1,000	1,000	0,011	0,005	0,528	0,200
SLV	1,000	1,000	1,000	0,038	0,019	1,368	0,270
SLC	1,000	1,000	1,000	0,048	0,024	1,737	0,270

Spettri elastici



A3. Relazione sui Materiali

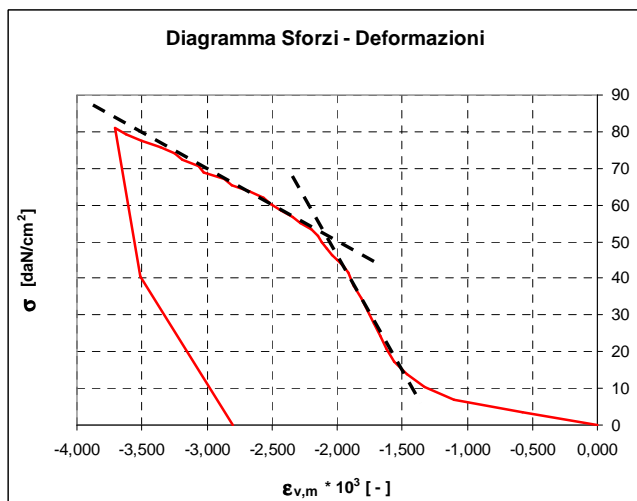
A3.1. Materiali presenti allo stato di fatto

Per i dettagli delle prove eseguite sui materiali esistenti, si fa riferimento alle indagini effettuate nell'anno 2012 da parte della InSitu s.r.l., descritte nelle relazioni sulle prove effettuate in allegato al progetto strutturale.

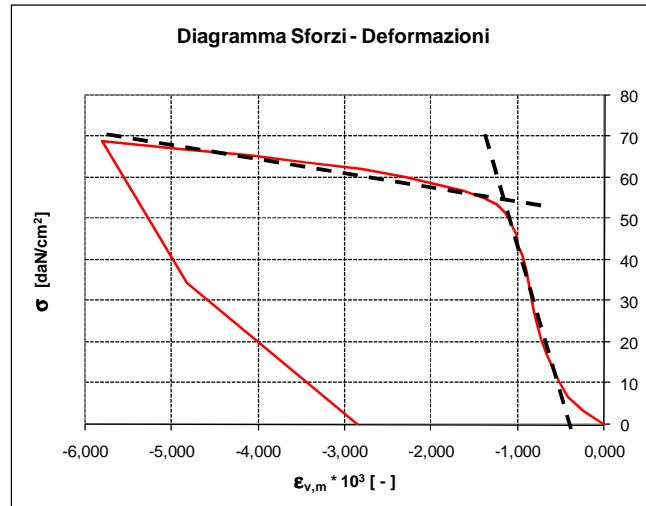
Muratura esistente in blocchi di arenaria squadrate

Le prove effettuate sulla muratura esistente hanno restituito i seguenti risultati:

M1 – muratura interna



M2 – muratura esterna



Va specificato che in nessun caso si è verificata la rottura del materiale: la prova è stata interrotta in corrispondenza del limite di lavoro dell'apparecchiatura utilizzata. A favore di sicurezza si è assunto tale limite come valore di rottura.

prova	modulo elastico medio	limite elastico muratura	limite di rottura muratura
MP1	24.980 daN/cm ²	55,2 daN/cm ²	> 81 daN/cm ²
MP2	47.602 daN/cm ²	56,9 daN/cm ²	> 69 daN/cm ²
media	36.291 daN/cm²	56,05 daN/cm²	> 75 daN/cm²

Poiché si è effettuata una prova su ciascuna tipologia di muratura (perimetrale ed interna), si assume un livello di conoscenza LC2, cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1,20; secondo quanto indicato nella Tabella C8A.1.1, i valori di resistenza da considerare nel calcolo (da dividere per FC) sono i valori medi da tabella¹.

I valori considerati in fase di modellazione e verifica, integrati con quanto riportato nella tabella C8A.2.1 sono i seguenti:

	f_m [daN/cm ²]	τ_o [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	w [kg/m ³]
Blocchi lapidei squadrate	70	1,05	36.291	14.516	2.200
	(da media tabella)	(da media tabella)	(da media prove)	(0,4 x E)	(da tabella)

Elementi esistenti in legno

Le indagini eseguite a campione su elementi in legno del solaio di sottotetto e di copertura hanno evidenziato i seguenti risultati:

indagine morfoanatomica	abete bianco
umidità	valori normali
indagine resistografica	generale buono stato di conservazione

Pertanto, ai sensi della norma UNI 11119, considerando elementi in legno di abete bianco di classe II, i corrispondenti valori di resistenza alle tensioni ammissibili e di modulo elastico sono i seguenti:

¹ Il valore di resistenza a compressione medio da tabella per la tipologia di muratura indicata è pari a $f_m = (60+80)/2 = 70$ daN/cm.

Tale valore risulta molto prossimo al valore medio determinato dalle prove di rottura della muratura, superiore a 75 daN/m². Si sottolinea inoltre che in nessuna delle prove effettuate si è riscontrata la rottura della porzione di muratura indagata.

Studio d'ingegneria civile dott. ing. Mario Smrekar – Scala G.G. Winckelmann 9 34131 Trieste – Tel/Fax 040 308734 – e-mail studio.smrekar@tiscalinet.it

Tensioni massime per l'applicazione del metodo delle tensioni ammissibili e moduli medi di elasticità a flessione, per le categorie in opera delle principali specie legnose, applicabili per umidità del legno = 12%

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm ²)					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura ¹⁾	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendicolare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500
1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.							

Tali valori corrispondono ad un legno di classe S10:

Specie	metodo T.A. - Valori in N/mm ²					
	compressione parallela	compressione perpendicolare	flessione	trazione parallela	taglio parallelo	modulo elastico
Abete bianco	9	2	10	10	0,8	12.000
legno massiccio S10/MS10	8	2	10	7	0,90	11.000

Quindi, in riferimento ad una classificazione secondo Eurocodice, si assumono i seguenti parametri cautelativi:

S10/MS10 → C24

Legno massiccio conifera C24 UNI EN 338:2004 (S10/MS10)

massa volumica media	ρ_{mean}	420	kg/m ³
resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k}$	24	N/mm ²
resistenza a trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	14	N/mm ²
resistenza a trazione perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$	5	N/mm ²
resistenza a compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	21	N/mm ²
resistenza a compressione perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²
resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k}$	2,5	N/mm ²
modulo elastico medio parallelo	$E_{0,\text{mean}}$	11.000	N/mm ²
modulo elastico caratteristico (frattile 5%)	$E_{0,05}$	7.400	N/mm ²
modulo tangenziale medio	G_{mean}	690	N/mm ²

Tutto ciò premesso conduce a ritenere **conservative** le verifiche condotte con questo tipo di modellazione o ipotesi.

Elementi esistenti in acciaio

Per quanto riguarda gli elementi in acciaio esistenti che costituiscono i solai del piano terra ed alcune porzioni di solaio ai piani superiori si assumono cautelativamente i valori resistenti di un acciaio tipo S235-Fe360, ridotti secondo un FC=1,35 corrispondente a LC1.

tensione di snervamento	f_y	1741 daN/cm ²
tensione di rottura	f_u	2.667 N/mm ²
modulo elastico	E	2.060.000 daN/cm ²
peso specifico	γ	78,50 kN/m ³

A3.2. Materiali di preventivato impiego

Calcestruzzo per fondazioni

C25/30

resistenza caratteristica a compressione	R_{ck}	300 daN/cm ²
resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	250 daN/cm ²
modulo elastico	E	314.471 daN/cm ²
peso specifico	γ	25 kN/m ³
classe di consistenza	S3	(semifluida)
classe di esposizione fondazioni	XC2	
dimensione massima aggregato	d	20 mm

Calcestruzzo per pareti in elevazione

C25/30

resistenza caratteristica a compressione	R_{ck}	300 daN/cm ²
resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	250 daN/cm ²
modulo elastico	E	314.471 daN/cm ²
peso specifico	γ	25 kN/m ³
classe di consistenza	S4	(fluida)
classe di esposizione fondazioni	XC1	
dimensione massima aggregato	d	16 mm

Calcestruzzo per solai e travi fuori spessore

C28/35

resistenza caratteristica a compressione	R_{ck}	350 daN/cm ²
resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	280 daN/cm ²
modulo elastico	E	325.881 daN/cm ²
peso specifico	γ	25 kN/m ³
classe di consistenza	S4	(fluida)
classe di esposizione fondazioni	XC1	
dimensione massima aggregato	d	16 mm

Acciaio per armatura

B450C (FeB44k)

Barre ad aderenza migliorata

tensione di snervamento	f_y	450 N/mm ²
tensione di rottura	f_u	540 N/mm ²
modulo elastico	E	2.060.000 daN/cm ²
peso specifico	γ	78,50 kN/m ³

Malta fibrorinforzata tixotropica a ritiro controllato (rinforzo pareti in muratura lesionate)

tipo B 550 M (FASSA BORTOLO) o similare

peso specifico della polvere		1.500 kg/m ³ ca.
granulometria		< 3 mm
resa		18kg/m ² ca. con spessore 10 mm
resistenza a flessione a 28 gg		8 N/mm ²
acqua d'impasto		15% ca.
resistenza a compressione a 28gg	R_{ck}	30 N/mm ²
modulo di elasticità a 28 gg	E	20.000 N/mm ²
espansione contrastata (UNI 8147)		0,4 mm/m ca.
conforme alla norma UNI EN 1504-3		CC-R3

Muratura consolidata con rete e betoncino

Per le murature consolidate si considerano parametri di resistenza migliorati secondo il coefficiente 1,2, secondo quanto riportato in Tab. C8A.2.2 della Circolare.

	f_m [daN/cm ²]	τ_o [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	w [kg/m ³]
Blocchi lapidei squadriti consolidati con intonaco armato	84	1,26	43.549	17.419	2.200

Muratura armata tipo LECABLOCCO BIOCLIMA SISMICO s=30 cm per pareti nuovo vano ascensore

peso in opera della muratura	ρ	1.800 daN/m ³
resistenza caratteristica dell'elemento in laterizio	f_{bk}	50 daN/cm ²
resistenza caratteristica dell'elemento in laterizio in direzione orizzontale	$f_{bk_{\perp}}$	15 daN/cm ²
resistenza a compressione malta tipo M10	f_m	100 daN/cm ²
resistenza caratteristica a compressione muratura	f_k	34 daN/cm ²
resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali	f_{vko}	2 daN/cm ²
modulo elastico normale secante muratura (1000 f_k)	E	34.000 daN/cm ²
modulo elastico tangenziale secante (0,4 E)	G	13.600 daN/cm ²



Prospetto 6.2 - Lecablocco Bioclima Sismico e pezzi speciali per murature armate

Legno lamellare

classe di resistenza	GL28h	(BS14)	
massa volumica media	ρ_{gk}	410	kg/m ³
resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,g,k}$	28	N/mm ²
resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,g,k}$	3,2	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,g,k}$	3,0	N/mm ²
modulo elastico medio parallelo	$E_{0,g,mean}$	12.600	N/mm ²
essenza	<i>abete rosso o larice</i>		
lavorazione	<i>parallelo, piallato su tutti i lati, spigoli smussati</i>		
spessore delle lamelle	<i>da 30 fino a 42 mm</i>		
incollaggio	<i>colla melamminica bianca – fughe trasparenti</i>		
qualita' standard	<i>sano, nodi legati</i>		

Legno massiccio

classe di resistenza	C24	(S10)	
massa volumica media	ρ_k	420	kg/m ³
resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k}$	24	N/mm ²
resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k}$	2,5	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,k}$	5,3	N/mm ²
modulo elastico medio parallelo	$E_{0,mean}$	11.000	N/mm ²

Acciaio per carpenteria S275 per profili metallici e piastre di collegamento

tensione di snervamento	f_y	2.750 daN/cm ²
tensione di rottura	f_u	4.300 N/mm ²
modulo elastico	E	2.060.000 daN/cm ²
peso specifico	γ	78,50 kN/m ³

Collegamenti bullonati acciaio-acciaio

cl 8.8

tensione di rottura	f_{tk}	8.000 daN/cm ²
tensione di snervamento	f_{yk}	6.400 daN/cm ²

Collegamenti bullonati acciaio-legno

cl 5.6

tensione di rottura	f_{tk}	5.000 daN/cm ²
tensione di snervamento	f_{yk}	3.000 daN/cm ²

Trieste, 20 dicembre 2012
il Progettista Strutturale

il Direttore Lavori Strutturale

A4. Azioni sulle costruzioni

A4.1. Azioni nelle verifiche agli stati limite

Omettendo le azioni di precompressione/pretensione P, si indicano con:

G_{k1} : azioni permanenti strutturali;

G_{k2} : azioni permanenti strutturali;

Q_{k1} : azioni variabili principali;

Q_{k2} , Q_{k3} : altre azioni variabili.

Si adottano le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 NTC):

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE RARA: $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQ: $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE Q.PER: $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots$

SISMICA: $E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

I coefficienti parziali di sicurezza impiegati sono quelli relativi all'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tabella 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

A4.2. Carichi applicati alla struttura

A4.2.1 Determinazione del carico da neve

Trieste, zona II $\rightarrow q_{sk} = 100 \text{ daN/m}^2$ (carico di neve al suolo)

$\mu_1 = 0,8$ (coefficiente di forma) **Analisi dei carichi:**

$C_E = 1,0$ (coefficiente di esposizione)

$q_s = 0,8 \times 1,0 \times 100 = 80 \text{ daN/m}^2$

Si assume a favore di sicurezza un carico da neve pari a 100 daN/m^2

A4.2.2. Determinazione del carico da vento

Il carico da vento è dimensionante per la sola tettoia. I relativi calcoli sono riportati nella sezione D del presente elaborato.

A4.2.3. Carichi presenti allo stato di fatto

Solaio in putrelle metalliche e voltine

peso proprio travi metalliche $i = 1,00 \text{ m}$	$7.850 \times 66,43/100^2$	52 daN/m^2	G1k = 52 daN/m²
pavimentazione		60 daN/m^2	
sottofondo $s = 9,0 \text{ cm}$	$2.200 \times 0,09$	198 daN/m^2	G2k = 750 daN/m²
conglomerato $s = 11,5 \text{ cm}$	$2.400 \times 0,115$	276 daN/m^2	
mattoni pieni voltine disposti a taglio	$1.800 \times 0,12$	216 daN/m^2	
sovraccarico (cat. C)		300 daN/m^2	Qk = 300 daN/m²
Totale		1.102 daN/m²	

Solaio in legno piano sottotetto

peso proprio travi legno $18/30 \text{ i} = 0,45 \text{ m}$	$600 \times 540/45/100$	72 daN/m^2	G1k = 72 daN/m²
pavimentazione		50 daN/m^2	
sottofondo $s = 11,0 \text{ cm}$	$2.200 \times 0,11$	242 daN/m^2	G2k = 350 daN/m²
tavolato in luce alle travi	$600 \times 0,03$	18 daN/m^2	
controsoffitto in scurette e intonaco	$1.800 \times 0,12$	40 daN/m^2	
sovraccarico (cat. C)		300 daN/m^2	Qk = 300 daN/m²
Totale		722 daN/m²	

Copertura in legno

peso proprio		25 daN/m^2	G1k = 25 daN/m²
coppi		80 daN/m^2	G2k = 135 daN/m²
tavole in laterizio + travicelli	$2.200 \times 0,11$	55 daN/m^2	
sovraccarico neve		100 daN/m^2	Qk = 100 daN/m²
Totale		260 daN/m²	
	/cos21 =	278 daN/m²	

I coefficienti di combinazione impiegati sono i seguenti:

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cat. C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Neve a quota < 1000 m s.l.m.	0,5	0,2	0,0

A4.2.4. Carichi presenti nella situazione di progetto

Solaio in laterocemento per archivio

solaio laterocem. binato H=24+4=28cm		413 daN/m ²	G1k = 413 daN/m²
sottofondo alleggerito s=5cm	1.400x0,05	70 daN/m ²	
pavimentazione linoleum		10 daN/m ²	G2k = 120 daN/m²
controsoffitto		40 daN/m ²	
sovraccarico da archivio (cat. E)		1.500 daN/m ²	Qk = 1.500 daN/m²
Totale		2.033 daN/m²	

Solaio in laterocemento per uffici/spazi di circolazione

solaio laterocem. binato. H=24+4=28cm		413 daN/m ²	G1k = 413 daN/m²
sottofondo alleggerito s=5cm	1.400x0,05	70 daN/m ²	
pavimentazione linoleum		10 daN/m ²	G2k = 120 daN/m²
controsoffitto		40 daN/m ²	
sovraccarico uffici aperti al pubb. (cat. C)		300 daN/m ²	Qk = 300 daN/m²
Totale		833 daN/m²	

Solaio in laterocemento per zona servizi igienici

solaio laterocem. monotr. H=24+4=28cm		343 daN/m ²	G1k = 343 daN/m²
sottofondo alleggerito s=5cm	1.400x0,05	70 daN/m ²	
pavimentazione linoleum		10 daN/m ²	G2k = 240 daN/m²
controsoffitto		40 daN/m ²	
tramezzi		120 daN/m ²	
sovraccarico uffici aperti al pubb. (cat. C)		300 daN/m ²	Qk = 300 daN/m²
Totale		883 daN/m²	

Nuova copertura in legno

peso proprio solaio in legno		20 daN/m ²	G1k = 20 daN/m²
coppi		80 daN/m ²	
doppio tavolato	600x0,05	30 daN/m ²	G2k = 120 daN/m²
impermeabilizzazione		10 daN/m ²	
sovraccarico neve		100 daN/m ²	Qk = 100 daN/m²
Totale		240 daN/m²	
	/cos21 =	257 daN/m²	

Scale

gradini monolitici in pietra d'istria	2.400x0,20	480 daN/m ²	G1k = 480 daN/m²
finitura di intradosso	2.500x0,03	75 daN/m ²	G2k = 75 daN/m²
carico accidentale scale		400 daN/m ²	Qk = 400 daN/m²
Totale		955 daN/m²	

Pianerottoli scale

peso travi metalliche INP180 i=94cm		25 daN/m ²	G1k = 25 daN/m²
voltine h=12cm	1.800x0,12	216 daN/m ²	
conglomerato	2.400x0,10	240 daN/m ²	G2k = 75 daN/m²
pavimentazione in pietra	2.400x0,03	72 daN/m ²	
carico accidentale scale		400 daN/m ²	Qk = 400 daN/m²
Totale		953 daN/m²	

I coefficienti di combinazione impiegati sono i seguenti:

Categoria/Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cat. E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Neve a quota < 1000 m s.l.m.	0,5	0,2	0,0

A5. Analisi storico-critica e indagini effettuate

Sulla base dei disegni storici dell'Archivio Comunale di Trieste si può indicare come periodo di costruzione indicativo degli edifici del complesso della ex Caserma Beleno l'intervallo temporale dal 1889 al 1892.

Il nucleo originario dell'Edificio 7 è costituito da due bracci ortogonali, il principale in direzione Est-Ovest, il secondario in direzione Nord-Sud, realizzati in muratura di blocchi lapidei squadri.

Risalgono agli anni 50 – 60 le modifiche apportate alle estremità del corpo più lungo, miranti alla realizzazione e/o implementazione dei servizi igienici: lo testimoniano le insolite aperture finestrate della porzione all'estremità Est, ampliata anche in direzione Sud, con solai impostati a quota più bassa e nuova copertura disposta in contropendenza per acquisire spazio utile nel sottotetto. L'estremità Ovest è stata pure interessata per lo stesso motivo da un modesto ampliamento, come testimoniato dall'uso quasi esclusivo del laterizio per le murature (per altro non correttamente ammorsate a quelle in pietra e prive di adeguato approfondimento fondazionale, come riportato nella Relazione Geologica) e del laterocemento per i solai di piano.

Dall'anno 1985 circa lo stabile, ormai dismesso quale caserma, è stato utilizzato dal Comune di Trieste come deposito.

La Committenza conferma inoltre che l'edificio non ha vincoli imposti dalla Soprintendenza ai B.A.A.S. del Friuli Venezia Giulia.

In mancanza di informazioni tecniche più precise ricavabili dai disegni dell'epoca è stato effettuato nell'estate 2012 un accurato rilievo dimensionale della struttura verticale ed orizzontale, integrato con saggi sulle strutture murarie e sugli orizzontamenti allo scopo di definirne la tipologia, gli spessori, la tessitura, gli ammorsamenti.

L'allegato All.1 riporta le indagini e le prove richieste successivamente eseguite dalle ditte Iniziative Edili Bi-Zeta s.r.l., InSitu s.r.l., e dalla Geoanalysis.

In particolare sono state effettuate a cura della InSitu s.r.l. le seguenti indagini sui materiali presenti allo stato di fatto:

- prove sulla muratura con martinetto piatto singolo e doppio allo scopo di determinarne i parametri di resistenza e di modulo elastico;
- prove di caratterizzazione della malta allo scopo di determinare la composizione del legante;
- prove sulle strutture in legno allo scopo di determinare la specie arborea presente e lo stato di conservazione.

Per quanto riguarda i dettagli delle prove eseguite sulle murature, si rinvia alle relazioni specifiche allegate.

Dal punto di vista geotecnico e fondazionale, sono stati realizzati pozzetti geognostici e carotaggi allo scopo di determinare sia la natura del terreno di fondazione che la tipologia e geometria della fondazioni esistenti. Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del suolo, è stato effettuato un rilievo sismico a rifrazione integrato da rilievi MASW. Il tutto è dettagliato accuratamente nella relazione Geologica redatta dal dott. geol. Fulvio Medeot (Geoanalysis).

B. Analisi dello stato di fatto dell'Edificio 7

B1. Dati di modellazione – analisi dinamica modale

L'edificio allo stato di fatto presenta alcune anomalie che rendono la struttura particolarmente vulnerabile alle azioni sismiche; in particolare:

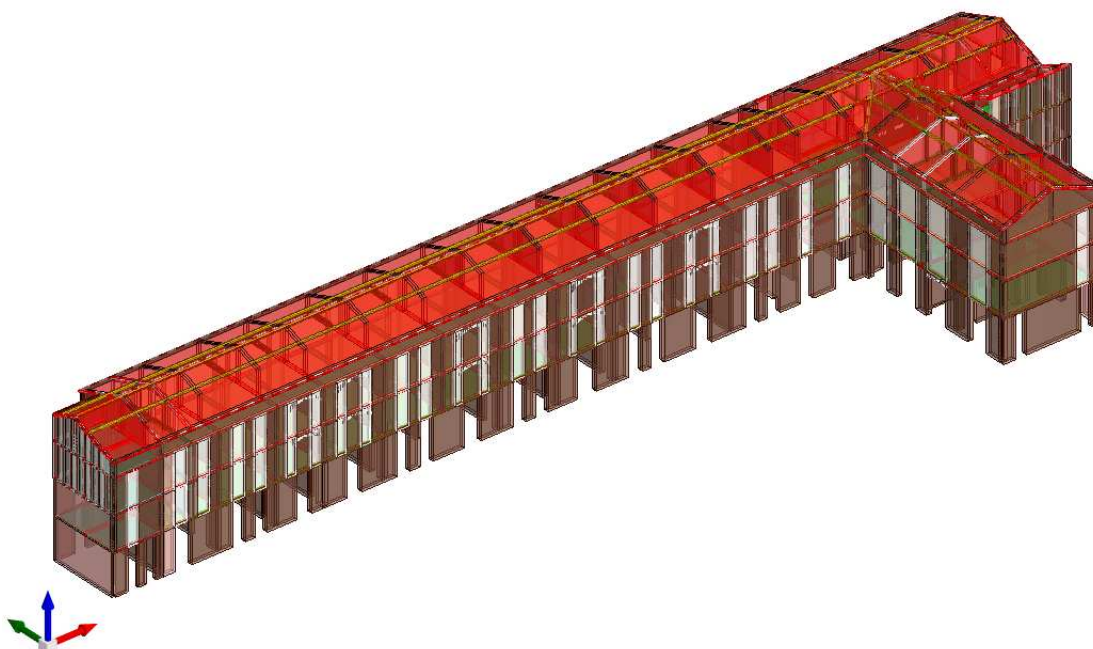
- la struttura si sviluppa prevalentemente in una direzione, secondo una configurazione a L non regolare in pianta;
- la copertura poggia in alcuni punti su pareti in pietra di grosso spessore in falso, sostenute a livello di sottotetto da travi metalliche e in facciata in molti casi i maschi murari del piano terra non hanno continuità strutturale fino alla copertura, pertanto la struttura risulta non regolare in altezza;
- alle estremità Ovest ed Est dell'edificio sono stati realizzati in epoche successive dei corpi servizi che risultano non ben collegati alle strutture dell'edificio e che presentano murature di sezioni e qualità inferiori.

Pertanto, è possibile affermare che in origine l'edificio non sia stato progettato per resistere alle azioni sismiche.

Allo scopo di valutare il livello di sicurezza alle azioni sismiche della struttura allo stato di fatto, è stata effettuata **un'analisi dinamica modale della struttura esistente** con i carichi accidentali propri della sua originaria destinazione d'uso.

L'analisi ha evidenziato una situazione generalizzata di non verifica degli elementi strutturali in muratura esistenti.

Si riportano di seguito i dati di input ed i principali risultati dell'analisi svolta.

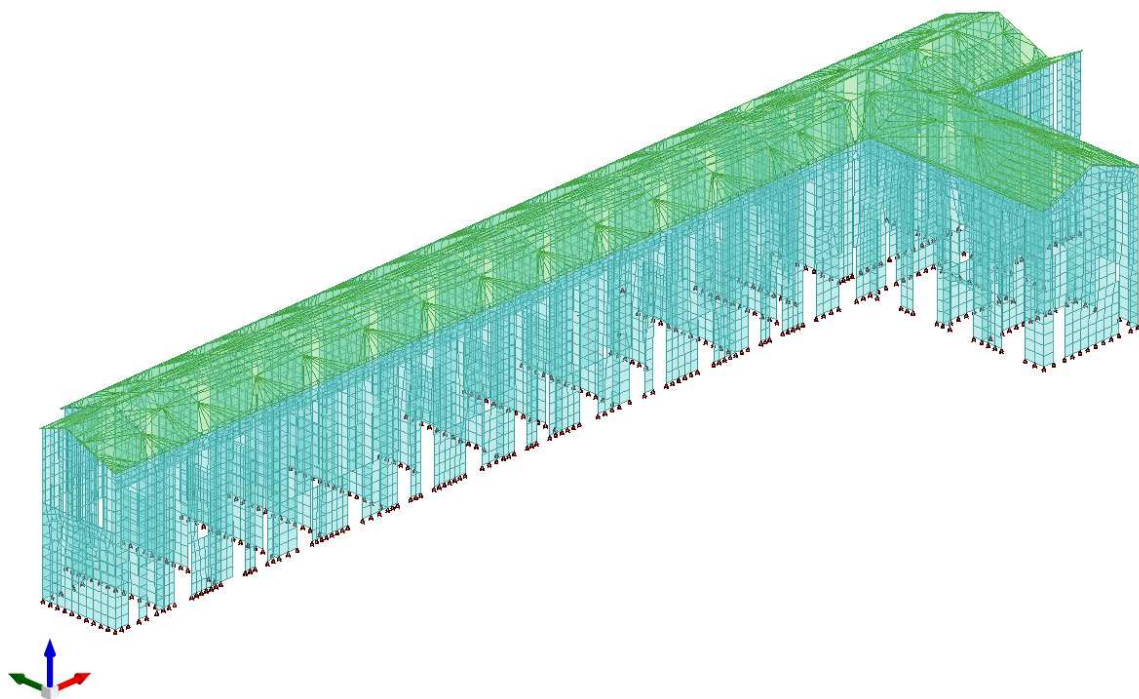


Vista tridimensionale della struttura nel software

La struttura è stata modellata secondo le seguenti assunzioni:

1. le porzioni di muratura sismoresistenti sono state modellate secondo una maglia ad elementi shell composta da quadrilateri e triangoli;
2. le fasce di piano non sono state modellate come elementi sismoresistenti, ma esclusivamente come carichi verticali distribuiti applicati a elementi cordolo posti a livello di piano;
3. i solai sono stati considerati rigidi nel piano;
4. le pareti in falso del livello sottotetto a sostegno della copertura sono state modellate mediante l'inserimento di un carico distribuito corrispondente al peso della muratura ed elementi pilastro fittizi al di sotto delle travi principali di copertura, in modo tale da simulare la trasmissione dei carichi della copertura direttamente alle travi metalliche poste a livello di solaio di sottotetto²;
5. la copertura è stata modellata come carico.

² L'eventuale modellazione della parete mediante elementi shell avrebbe generato una situazione non realistica, con un comportamento della parete in falso "a trave". La parete così schematizzata si sarebbe comportata nel modello come elemento portante e le travi metalliche poste al di sotto come elemento portato.



Vista tridimensionale del modello di calcolo dello stato di fatto

B1.1. Preferenze di analisi

Metodo di analisi	D.M. 14-01-08 (N.T.C.)	
Tipo di costruzione	2	
Vn	50	
Classe d'uso	III	
Vr	75	
Tipo di analisi	Lineare dinamica	
Latitudine	45,642401	
Longitudine	13,798023	
Zona sismica	Zona 3	
Categoria del suolo	A - roccia o terreni molto rigidi	
Categoria topografica	T1	
Ss orizzontale SLO	1	
Tb orizzontale SLO	0.076	[s]
Tc orizzontale SLO	0.229	[s]
Td orizzontale SLO	1.767	[s]
Ss orizzontale SLD	1	
Tb orizzontale SLD	0.084	[s]
Tc orizzontale SLD	0.252	[s]
Td orizzontale SLD	1.817	[s]
Ss orizzontale SLV	1	
Tb orizzontale SLV	0.109	[s]
Tc orizzontale SLV	0.327	[s]
Td orizzontale SLV	2.159	[s]
St	1	
PVr SLO (%)	81	
Tr SLO	45.16	
Ag/g SLO	0.0417	
Fo SLO	2.557	
Tc* SLO	0.229	
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	75.43	
Ag/g SLD	0.0542	
Fo SLD	2.563	
Tc* SLD	0.252	
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.1398	
Fo SLV	2.516	
Tc* SLV	0.327	
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	CD"B"	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello "0" sismico	0	[cm]
Regolarità in pianta	No	
Regolarità in elevazione	No	
Edificio muratura	Si	
Tipologia muratura		
alfaU/alfa1 muratura	Costruzioni in muratura esistenti non regolari alfaU/alfal=1.5	
Edificio esistente	Si	
Altezza costruzione	1807	[cm]
C1	0.05	
T1	0.438	[s]
Lambda SLO	0.85	
Lambda SLD	0.85	
Lambda SLV	0.85	
Numero modi	9	
Metodo di Ritz	applicato	
Torsione accidentale semplificata	No	
Torsione accidentale per piani (livelli e falde) flessibili	No	
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazione"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazione"	0	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 1"	598	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 1"	171	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 2"	598.3	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 2"	171	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 3"	598.3	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 3"	171.1	[cm]
Limite spostamenti interpiano	0.003	[cm]
Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default	1	
Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default	1	
Fattore di struttura per sisma X	1,5 x 1,5 = 2,25	
Fattore di struttura per sisma Y	1,5 x 1,5 = 2,25	
Fattore di struttura per sisma Z	1.5	
Applica 1% (§ 3.1.1)	No	

B1.2. Combinazioni di carico

Famiglia SLU

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve
1	SLU 1	1	0	0	0
2	SLU 2	1	0	0	1.5
3	SLU 3	1	0	1.05	1.5
4	SLU 4	1	0	1.5	0
5	SLU 5	1	0	1.5	0.75
6	SLU 6	1	1.5	0	0
7	SLU 7	1	1.5	0	1.5
8	SLU 8	1	1.5	1.05	1.5
9	SLU 9	1	1.5	1.5	0
10	SLU 10	1	1.5	1.5	0.75
11	SLU 11	1.3	0	0	0
12	SLU 12	1.3	0	0	1.5
13	SLU 13	1.3	0	1.05	1.5
14	SLU 14	1.3	0	1.5	0
15	SLU 15	1.3	0	1.5	0.75
16	SLU 16	1.3	1.5	0	0
17	SLU 17	1.3	1.5	0	1.5
18	SLU 18	1.3	1.5	1.05	1.5
19	SLU 19	1.3	1.5	1.5	0
20	SLU 20	1.3	1.5	1.5	0.75

Famiglia SLE rara

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve
1	SLE RA 1	1	1	0	0
2	SLE RA 2	1	1	0	1
3	SLE RA 3	1	1	0.7	1
4	SLE RA 4	1	1	1	0
5	SLE RA 5	1	1	1	0.5

Famiglia SLE frequente

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve
1	SLE FR 1	1	1	0	0
2	SLE FR 2	1	1	0	0.2
3	SLE FR 3	1	1	0.6	0.2
4	SLE FR 4	1	1	0.7	0

Famiglia SLE quasi permanente

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve
1	SLE QP 1	1	1	0	0
2	SLE QP 2	1	1	0.6	0

Famiglia SLO

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	X SLO	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO
1	SLO 1	1	1	0.6	0	-1	-0.3	0	-1	0.3
2	SLO 2	1	1	0.6	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	SLO 3	1	1	0.6	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	SLO 4	1	1	0.6	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	SLO 5	1	1	0.6	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	SLO 6	1	1	0.6	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	SLO 7	1	1	0.6	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	SLO 8	1	1	0.6	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	SLO 9	1	1	0.6	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	SLO 10	1	1	0.6	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	SLO 11	1	1	0.6	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	SLO 12	1	1	0.6	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	SLO 13	1	1	0.6	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	SLO 14	1	1	0.6	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	SLO 15	1	1	0.6	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	SLO 16	1	1	0.6	0	1	0.3	0	1	-0.3

Famiglia SLV

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV
1	SLV 1	1	1	0.6	0	-1	-0.3	0	-1	0.3
2	SLV 2	1	1	0.6	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	SLV 3	1	1	0.6	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	SLV 4	1	1	0.6	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	SLV 5	1	1	0.6	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	SLV 6	1	1	0.6	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	SLV 7	1	1	0.6	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	SLV 8	1	1	0.6	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	SLV 9	1	1	0.6	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	SLV 10	1	1	0.6	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	SLV 11	1	1	0.6	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	SLV 12	1	1	0.6	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	SLV 13	1	1	0.6	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	SLV 14	1	1	0.6	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	SLV 15	1	1	0.6	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	SLV 16	1	1	0.6	0	1	0.3	0	1	-0.3

B2. Risultati di calcolo

Risposta modale

Modo: Identificativo del modo di vibrare.

Periodo: Periodo. [s]

Massa X: Massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: Massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: Massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot X: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot Y: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot Z: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.909446

Traslazione Y: 0.826829

Traslazione Z: 0

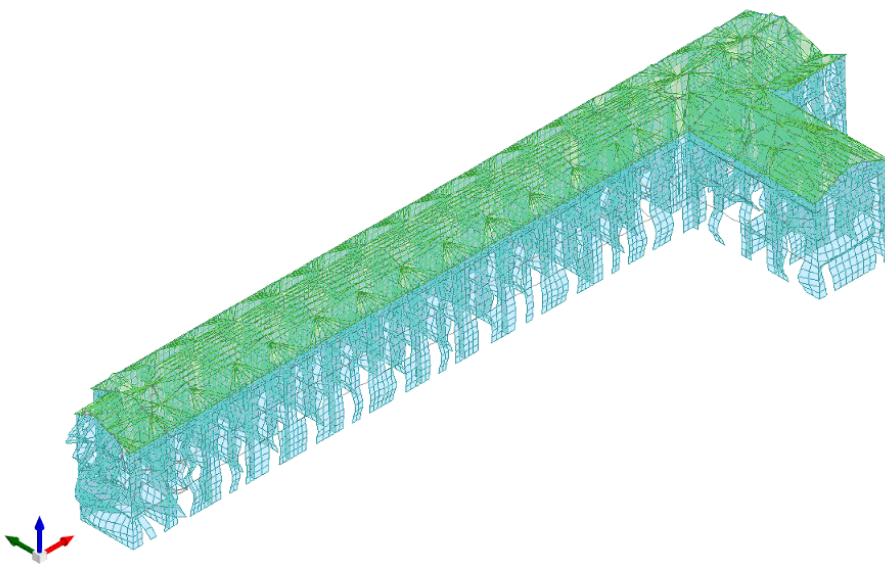
Rotazione X: 0.904166

Rotazione Y: 0.930286

Rotazione Z: 0.733886

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
1	1.056114711	0.000000007	0.000337952	0	0.000990267	0	0.000001948
2	0.706529237	0.000072468	0.000838535	0	0.00009678	0.000031494	0.000339273
3	0.697038911	0.000054706	0.001076992	0	0.000149481	0.000035755	0.000545575
4	0.586587508	0.007455181	0.000000638	0	0.000002424	0.009239268	0.00000682
5	0.471111923	0.017672887	0.000068711	0	0.000003862	0.00624896	0.000001513
6	0.35029377	0.003447891	0.180419047	0	0.165082631	0.003425372	0.244463184
7	0.325651423	0.708631665	0.00030612	0	0.000215034	0.801981392	0.000465437
8	0.233881322	0.00019414	0.643777244	0	0.73762223	0.000120008	0.488053037
9	0.177328417	0.171917464	0.00000415	0	0.000002982	0.109203976	0.000008729

Deformata SLV1



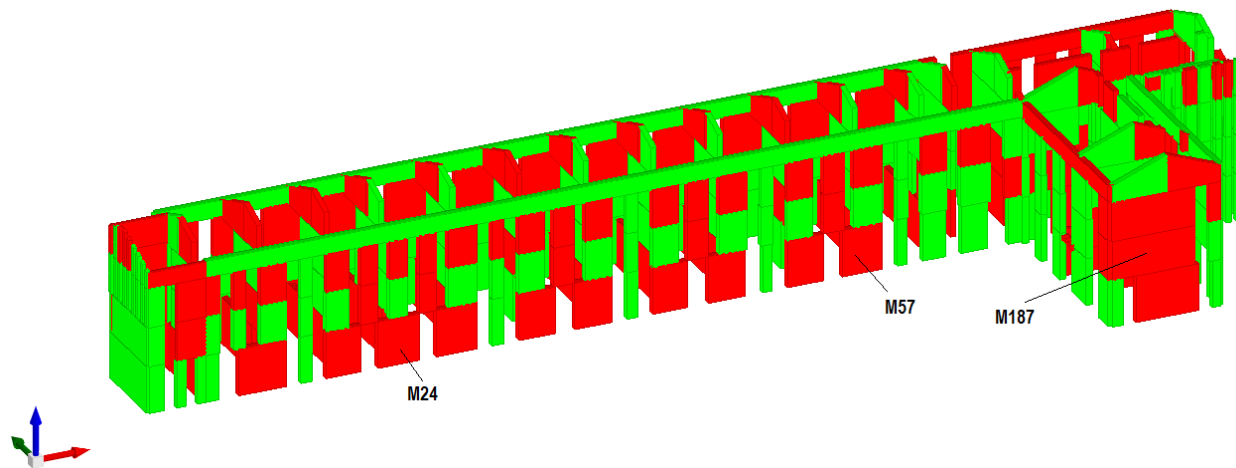
B3. Verifiche alle azioni sismiche

B3.1. Verifiche dei maschi murari allo stato di fatto

Si riportano di seguito le verifiche dei principali maschi murari allo stato di fatto.

La vista tridimensionale riportata di seguito evidenzia la sostanziale non verifica dei maschi murari allo stato di fatto.

Maschi murari esterni



Maschio 24

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	l	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
3030	35	2570	35	L1	L2	460	70	490	522.5	522.5	

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura a blocchi lapidei squadretti LC2_1

f medio 70

tau 1.05

E 36291

G 14516.4

Fattore di confidenza 1.2

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fi	Nu (daN)
1	515	-75834	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
1	241.3	-93488	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
1	0	-118308	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
2	515	-78366	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
2	241.3	-96169	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
2	0	-121122	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
3	515	-89672	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
3	241.3	-109012	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
3	0	-135324	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
4	515	-91985	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
4	241.3	-111836	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
4	0	-138598	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
5	515	-93251	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
5	241.3	-113176	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
5	0	-140004	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
6	515	-121595	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
6	241.3	-142651	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
6	0	-170655	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
7	515	-124127	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
7	241.3	-145332	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
7	0	-173468	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
8	515	-135433	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
8	241.3	-158175	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
8	0	-187671	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
9	515	-137746	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
9	241.3	-160999	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
9	0	-190944	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
10	515	-139012	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
10	241.3	-162339	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
10	0	-192351	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
11	515	-98584	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
11	241.3	-121534	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
11	0	-153801	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
12	515	-101116	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
12	241.3	-124215	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
12	0	-156614	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
13	515	-112422	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
13	241.3	-137059	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
13	0	-170817	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
14	515	-114735	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
14	241.3	-139882	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
14	0	-174090	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
15	515	-116001	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
15	241.3	-141223	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
15	0	-175497	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
16	515	-144345	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
16	241.3	-170697	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
16	0	-206147	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
17	515	-146877	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
17	241.3	-173378	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
17	0	-208961	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
18	515	-158183	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
18	241.3	-186222	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
18	0	-223163	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
19	515	-160496	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
19	241.3	-189045	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
19	0	-226436	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
20	515	-161762	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
20	241.3	-190386	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460
20	0	-227843	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	512460

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.
SLU 1	515	646	-75834	0.44	1.07	2.36	33413	51.76
SLU 1	0	643	-118308	0.44	1.07	3.67	40543	63.06
SLU 2	515	669	-78366	0.44	1.07	2.43	33880	50.67
SLU 2	0	666	-121122	0.44	1.07	3.76	40972	61.55
SLU 3	515	615	-89672	0.44	1.07	2.78	35892	58.39
SLU 3	0	611	-135324	0.44	1.07	4.2	43070	70.47
SLU 4	515	569	-91985	0.44	1.07	2.86	36289	63.83
SLU 4	0	565	-138598	0.44	1.07	4.3	43539	77.06
SLU 5	515	580	-93251	0.44	1.07	2.9	36505	62.94
SLU 5	0	576	-140004	0.44	1.07	4.35	43739	75.89
SLU 6	515	966	-121595	0.44	1.07	3.78	41043	42.51
SLU 6	0	961	-170655	0.44	1.07	5.3	47892	49.85
SLU 7	515	989	-124127	0.44	1.07	3.85	41424	41.9
SLU 7	0	983	-173468	0.44	1.07	5.39	48255	49.07
SLU 8	515	935	-135433	0.44	1.07	4.21	43085	46.1
SLU 8	0	929	-187671	0.44	1.07	5.83	50049	53.88
SLU 9	515	888	-137746	0.44	1.07	4.28	43417	48.87
SLU 9	0	883	-190944	0.44	1.07	5.93	50453	57.16
SLU 10	515	900	-139012	0.44	1.07	4.32	43598	48.44
SLU 10	0	894	-192351	0.44	1.07	5.97	50626	56.62
SLU 11	515	839	-98584	0.44	1.07	3.06	37401	44.57
SLU 11	0	836	-153801	0.44	1.07	4.78	45655	54.62
SLU 12	515	862	-101116	0.44	1.07	3.14	37819	43.86
SLU 12	0	859	-156614	0.44	1.07	4.86	46036	53.62
SLU 13	515	808	-112422	0.44	1.07	3.49	39632	49.03
SLU 13	0	804	-170817	0.44	1.07	5.3	47913	59.59
SLU 14	515	762	-114735	0.44	1.07	3.56	39992	52.47
SLU 14	0	758	-174090	0.44	1.07	5.41	48335	63.78
SLU 15	515	774	-116001	0.44	1.07	3.6	40188	51.94
SLU 15	0	769	-175497	0.44	1.07	5.45	48515	63.07
SLU 16	515	1159	-144345	0.44	1.07	4.48	44351	38.26
SLU 16	0	1154	-206147	0.44	1.07	6.4	52290	45.33
SLU 17	515	1182	-146877	0.44	1.07	4.56	44704	37.81
SLU 17	0	1176	-208961	0.44	1.07	6.49	52623	44.74
SLU 18	515	1128	-158183	0.44	1.07	4.91	46247	40.99
SLU 18	0	1122	-223163	0.44	1.07	6.93	54273	48.38
SLU 19	515	1082	-160496	0.44	1.07	4.98	46557	43.02
SLU 19	0	1076	-226436	0.44	1.07	7.03	54646	50.8
SLU 20	515	1094	-161762	0.44	1.07	5.02	46725	42.72
SLU 20	0	1087	-227843	0.44	1.07	7.08	54806	50.42

Verifica a pressoflessione nel piano (7.8.2.2) e taglio con rottura per fessurazione diagonale (C8.7.1.5), gammaM = 2

comb.	quota	N	V par	V orto	M	M orto	N/(I* σ_p)	N/(I* σ_s)	Mu	I'	fvd	Vt scorr.	Vt fess.diag.
SLV 1	0	-175388	61137	382	22186720	-35301	5.45	8.07	31476609	310.5	2.05	44587	60496 Vu<V
SLV 1	515	-123080	63103	-162	-11089196	-7400	3.82	4.19	23943863	419.71	1.28	37470	51823 Vu<V
SLV 2	0	-170651	61374	380	22205928	-34835	5.3	8.14	30859342	299.63	2.06	43306	59763 Vu<V
SLV 2	515	-119446	63341	-160	-11144437	-7347	3.71	4.16	23362000	410.1	1.27	36449	51166 Vu<V
SLV 3	0	-138796	61069	-270	21668747	27292	4.31	8.95	26372673	221.64	2.23	34547	54574 Vu<V
SLV 3	515	-97334	63156	83	-11100136	20424	3.02	4	19657327	347.88	1.24	30121	46970 Vu<V
SLV 4	0	-134058	61307	-273	21687955	27758	4.16	9.36	25655516	204.66	2.31	33079	53760 Vu<V
SLV 4	515	-93701	63393	85	-11155378	20477	2.91	4.02	19021555	332.84	1.24	28933	46244 Vu<V
SLV 5	0	-224719	18836	1134	7967800	-108878	6.98	6.98	37135986	460	1.83	59031	67664
SLV 5	515	-157754	19246	-447	-3390260	-44727	4.9	4.9	29113350	460	1.42	45638	57718
SLV 6	0	-215941	19276	1130	8003392	-108015	6.71	6.71	36231513	460	1.78	57276	66445
SLV 6	515	-151021	19686	-444	-3492621	-44628	4.69	4.69	28163707	460	1.38	44292	56621
SLV 7	0	-102724	18610	-1041	6241224	99766	3.19	3.19	20589504	460	1.08	34636	48030
SLV 7	515	-71935	19423	369	-3426728	48020	2.23	2.23	15054232	460	0.88	28475	41631
SLV 8	0	-93965	19050	-1045	6276816	100629	2.92	2.92	19068060	460	1.02	32880	46297
SLV 8	515	-65202	19862	372	-3529089	48119	2.02	2.02	13771618	460	0.84	27128	40097
SLV 9	0	-228678	-17403	1125	-4730797	-109181	7.1	7.1	37529382	460	1.86	59823	68207
SLV 9	515	-160401	-18206	-447	3177693	-48878	4.98	4.98	29479483	460	1.43	46168	58144
SLV 10	0	-219900	-16963	1121	-4695205	-108317	6.83	6.83	36644933	460	1.8	58068	66998
SLV 10	515	-153668	-17766	-443	3075332	-48779	4.77	4.77	28540109	460	1.39	44821	57055
SLV 11	0	-106702	-17629	-1050	-6457373	99463	3.31	3.31	21261159	460	1.1	35428	48792
SLV 11	515	-74582	-18030	369	3141225	43869	2.32	2.32	15551249	460	0.9	29004	42219
SLV 12	0	-97924	-17189	-1054	-6421781	100327	3.04	3.04	19759739	460	1.05	33672	47087
SLV 12	515	-67849	-17590	373	3038864	43968	2.11	2.11	14278904	460	0.86	27657	40707
SLV 13	0	-188585	-59660	353	-20141936	-36310	5.86	7.29	33127927	369.58	1.9	49035	62494
SLV 13	515	-131903	-61737	-159	10803982	-21237	4.1	4.24	25324883	444.27	1.29	39986	53385 Vu<V

comb.	quota	N	V par	V orto	M	M orto	N/(I*sp)	N/(I*sp)	Mu	I'	fvd	Vt scorr.	Vt fess.diag.	
SLV 14	0	-183848	-59422	350	-20122728	-35844	5.71	7.26	32546682	361.64	1.89	47845	61784	
SLV 14	515	-128269	-61500	-157	10748740	-21183	3.98	4.18	24761493	438.6	1.27	39086	52747	Vu<V
SLV 15	0	-151992	-59727	-300	-20659909	26283	4.72	7.69	28302249	282.22	1.98	39041	56781	Vu<V
SLV 15	515	-106157	-61684	85	10793041	6587	3.3	3.94	21169231	384.99	1.23	33022	48688	Vu<V
SLV 16	0	-147255	-59490	-302	-20640701	26749	4.57	7.81	27621115	269.49	2	37704	55999	Vu<V
SLV 16	515	-102523	-61447	87	10737800	6641	3.18	3.9	20551932	375.79	1.22	32013	47988	Vu<V

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)
quota 241.3 Ta 0 Wa 0.15 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.
SLV 1	29	0.17	12.68	-144595	118923	4144145	34.85
SLV 2	29	0.17	12.31	-140385	118923	4049416	34.05
SLV 3	29	0.17	10.19	-116219	118923	3475479	29.22
SLV 4	29	0.17	9.82	-112010	118923	3370277	28.34
SLV 5	29	0.17	16.06	-183204	118923	4940593	41.54
SLV 6	29	0.17	15.38	-175405	118923	4790242	40.28
SLV 7	29	0.17	7.77	-88620	118923	2757367	23.19
SLV 8	29	0.17	7.09	-80820	118923	2542328	21.38
SLV 9	29	0.17	16.34	-186384	118923	5000365	42.05
SLV 10	29	0.17	15.66	-178585	118923	4852189	40.8
SLV 11	29	0.17	8.05	-91800	118923	2843514	23.91
SLV 12	29	0.17	7.37	-84000	118923	2630651	22.12
SLV 13	29	0.17	13.61	-155195	118923	4375826	36.8
SLV 14	29	0.17	13.24	-150986	118923	4285009	36.03
SLV 15	29	0.17	11.12	-126819	118923	3733535	31.39
SLV 16	29	0.17	10.75	-122610	118923	3632246	30.54

Maschio 57

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
8180	35	7740	35	L1	L2	440	70	490	522.5	522.5	

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura a blocchi lapidei squadrate LC2_1

f medio 70

tau 1.05

E 36291

G 14516.4

Fattore di confidenza 1.2

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fi	Nu (daN)
1	515	-84576	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
1	241.3	-103595	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
1	0	-120952	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
2	515	-87605	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
2	241.3	-106632	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
2	0	-124174	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
3	515	-101613	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
3	241.3	-121843	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
3	0	-141254	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
4	515	-104587	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
4	241.3	-125326	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
4	0	-145352	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
5	515	-106101	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
5	241.3	-126844	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
5	0	-146963	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
6	515	-132445	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
6	241.3	-153889	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
6	0	-175726	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
7	515	-135474	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
7	241.3	-156925	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
7	0	-178948	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
8	515	-149482	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
8	241.3	-172137	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
8	0	-196028	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
9	515	-152456	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
9	241.3	-175620	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
9	0	-200126	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
10	515	-153970	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
10	241.3	-177138	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
10	0	-201737	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
11	515	-109949	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
11	241.3	-134674	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
11	0	-157238	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
12	515	-112978	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
12	241.3	-137710	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
12	0	-160460	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
13	515	-126985	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
13	241.3	-152922	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
13	0	-177539	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
14	515	-129959	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
14	241.3	-156405	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
14	0	-181638	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
15	515	-131474	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
15	241.3	-157923	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
15	0	-183249	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00
16	515	-157818	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00

Studio d'ingegneria civile dott. ing. Mario Smrekar – Scala G.G. Winckelmann 9 34131 Trieste – Tel/Fax 040 308734 – e-mail studio.smrekar@tiscalinet.it

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
16	241.3	-184968	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
16	0	-212012	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
17	515	-160847	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
17	241.3	-188004	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
17	0	-215234	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
18	515	-174855	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
18	241.3	-203215	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
18	0	-232313	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
19	515	-177829	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
19	241.3	-206698	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
19	0	-236412	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
20	515	-179343	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
20	241.3	-208216	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179
20	0	-238023	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,82	1,00	490179

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.
SLU 1	515	-958	-84576	0.44	1.11	2.75	32640	34.06
SLU 1	0	-950	-120952	0.44	1.11	3.93	38218	40.24
SLU 2	515	-942	-87605	0.44	1.11	2.84	33140	35.19
SLU 2	0	-933	-124174	0.44	1.11	4.03	38673	41.45
SLU 3	515	-382	-101613	0.44	1.11	3.3	35362	92.52
SLU 3	0	-373	-141254	0.44	1.11	4.59	41002	100
SLU 4	515	-159	-104587	0.44	1.11	3.4	35816	100
SLU 4	0	-149	-145352	0.44	1.11	4.72	41542	100
SLU 5	515	-151	-106101	0.44	1.11	3.44	36045	100
SLU 5	0	-141	-146963	0.44	1.11	4.77	41752	100
SLU 6	515	55	-132445	0.44	1.11	4.3	39818	100
SLU 6	0	66	-175726	0.44	1.11	5.71	45340	100
SLU 7	515	72	-135474	0.44	1.11	4.4	40229	100
SLU 7	0	83	-178948	0.44	1.11	5.81	45725	100
SLU 8	515	631	-149482	0.44	1.11	4.85	42078	66.64
SLU 8	0	643	-196028	0.44	1.11	6.36	47711	74.2
SLU 9	515	855	-152456	0.44	1.11	4.95	42460	49.68
SLU 9	0	866	-200126	0.44	1.11	6.5	48175	55.6
SLU 10	515	863	-153970	0.44	1.11	5	42654	49.43
SLU 10	0	875	-201737	0.44	1.11	6.55	48356	55.28
SLU 11	515	-1246	-109949	0.44	1.11	3.57	36620	29.39
SLU 11	0	-1235	-157238	0.44	1.11	5.11	43068	34.88
SLU 12	515	-1229	-112978	0.44	1.11	3.67	37067	30.15
SLU 12	0	-1218	-160460	0.44	1.11	5.21	43472	35.69
SLU 13	515	-670	-126985	0.44	1.11	4.12	39066	58.33
SLU 13	0	-658	-177539	0.44	1.11	5.76	45557	69.27
SLU 14	515	-446	-129959	0.44	1.11	4.22	39477	88.45
SLU 14	0	-434	-181638	0.44	1.11	5.9	46043	100
SLU 15	515	-438	-131474	0.44	1.11	4.27	39685	90.58
SLU 15	0	-426	-183249	0.44	1.11	5.95	46233	100
SLU 16	515	-232	-157818	0.44	1.11	5.12	43141	100
SLU 16	0	-219	-212012	0.44	1.11	6.88	49497	100
SLU 17	515	-216	-160847	0.44	1.11	5.22	43521	100
SLU 17	0	-202	-215234	0.44	1.11	6.99	49850	100
SLU 18	515	344	-174855	0.44	1.11	5.68	45236	100
SLU 18	0	358	-232313	0.44	1.11	7.54	51678	100
SLU 19	515	567	-177829	0.44	1.11	5.77	45591	80.37
SLU 19	0	582	-236412	0.44	1.11	7.68	52107	89.6
SLU 20	515	575	-179343	0.44	1.11	5.82	45771	79.53
SLU 20	0	590	-238023	0.44	1.11	7.73	52274	88.62

Verifica a pressoflessione nel piano (7.8.2.2) e taglio con rottura per fessurazione diagonale (C8.7.1.5), gammaM = 2

comb.	quota	N	V par	V orto	M	M orto	N/(l*sp)	N/(l*sp)	Mu	l'	fvd	Vt scorr.	Vt fess.diag.
SLV 1	0	-186042	50370	509	18778108	-37905	6.04	7.44	30957144	357.2	1.93	48148	57979
SLV 1	515	-121788	52048	-293	-6710343	-21353	3.95	3.95	22519959	440	1.23	37833	48107 Vu<V
SLV 2	0	-189154	50673	514	18773152	-38389	6.14	7.46	31305396	362.26	1.93	48925	58415
SLV 2	515	-123273	52351	-292	-6767773	-21265	4	4	22741762	440	1.24	38130	48358 Vu<V
SLV 3	0	-138358	47148	-301	19278453	19582	4.49	8.17	24923451	241.99	2.07	35083	50837
SLV 3	515	-98303	48823	268	-6190737	12664	3.19	3.19	18842416	440	1.08	33136	43949 Vu<V
SLV 4	0	-141471	47451	-296	19273497	19098	4.59	8.04	25357215	251.29	2.05	35990	51333
SLV 4	515	-99787	49126	269	-6248167	12752	3.24	3.24	19084310	440	1.09	33432	44224 Vu<V
SLV 5	0	-242777	19795	1439	4903048	-102987	7.88	7.88	36429211	440	2.01	62030	65469
SLV 5	515	-158148	20297	-977	-2413915	-60736	5.13	5.13	27586603	440	1.46	45105	53916
SLV 6	0	-248543	20356	1448	4893865	-103884	8.07	8.07	36881578	440	2.05	63184	66183
SLV 6	515	-160899	20859	-975	-2520332	-60572	5.22	5.22	27938949	440	1.48	45655	54330
SLV 7	0	-83830	9057	-1261	6570864	88635	2.72	2.82	16417931	424.85	1	29777	41179
SLV 7	515	-79864	9546	893	-681893	52653	2.59	2.59	15732333	440	0.96	29448	40386
SLV 8	0	-89597	9618	-1252	6561681	87737	2.91	2.91	17398479	440	1.02	31394	42305
SLV 8	515	-82615	10107	896	-788310	52816	2.68	2.68	16208779	440	0.97	29998	40937
SLV 9	0	-244860	-9523	1428	-6491328	-101462	7.95	7.95	36594835	440	2.03	62447	65728
SLV 9	515	-166371	-10032	-1002	1767350	-60444	5.4	5.4	28626841	440	1.52	46749	55145
SLV 10	0	-250627	-8961	1436	-6500511	-102360	8.14	8.14	37040280	440	2.06	63600	66439
SLV 10	515	-169122	-9471	-999	1660933	-60280	5.49	5.49	28966152	440	1.54	47299	55550
SLV 11	0	-85913	-20261	-1273	-4823511	90159	2.79	2.79	16774355	440	1	30658	41589
SLV 11	515	-88087	-20784	869	3499372	52945	2.86	2.86	17143517	440	1.01	31092	42013
SLV 12	0	-91680	-19700	-1264	-4832694	89262	2.98	2.98	17747981	440	1.03	31811	42704
SLV 12	515	-90838	-20223	871	3392956	53108	2.95	2.95	17606927	440	1.03	31643	42543
SLV 13	0	-192986	-47356	471	-19203143	-32823	6.27	7.63	31726514	361.48	1.96	49668	58947
SLV 13	515	-149199	-49051	-375	7227207	-20379	4.84	4.84	26410189	440	1.41	43315	52546
SLV 14	0	-196098	-47053	476	-19208099	-33307	6.37	7.65	32062313	366.15	1.97	50433	59375
SLV 14	515	-150683	-48748	-374	7169777	-20291	4.89	4.89	26608541	440	1.42	43612	52776
SLV 15	0	-145302	-50577	-339	-18702798	24664	4.72	7.58	25883621	273.85	1.95	37447	51938
SLV 15	515	-125713	-52277	186	7746814	13637	4.08	4.08	23103592	440	1.25	38618	42768 Vu<V
SLV 16	0	-148415	-50275	-334	-18707754	24180	4.82	7.52	26304932	281.85	1.94	38315	52424
SLV 16	515	-127198	-51974	187	7689384	13726	4.13	4.13	23322036	440	1.26	38915	49015 Vu<V

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)
 quota 241.3 Ta 0 Wa 0.15 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.	
SLV	1	29	0.17	14.05	-153258	113752	4287415	37.69
SLV	2	29	0.17	14.26	-155529	113752	4334772	38.11
SLV	3	29	0.17	10.89	-118770	113752	3510361	30.86
SLV	4	29	0.17	11.1	-121042	113752	3564900	31.34
SLV	5	29	0.17	18.21	-198592	113752	5142979	45.21
SLV	6	29	0.17	18.59	-202801	113752	5212862	45.83
SLV	7	29	0.17	7.67	-83632	113752	2606529	22.91
SLV	8	29	0.17	8.05	-87842	113752	2720774	23.92
SLV	9	29	0.17	18.68	-203792	113752	5229076	45.97
SLV	10	29	0.17	19.07	-208001	113752	5296953	46.57
SLV	11	29	0.17	8.14	-88832	113752	2747430	24.15
SLV	12	29	0.17	8.53	-93042	113752	2859669	25.14
SLV	13	29	0.17	15.64	-170592	113752	4636804	40.76
SLV	14	29	0.17	15.85	-172864	113752	4680551	41.15
SLV	15	29	0.17	12.48	-136104	113752	3914555	34.41
SLV	16	29	0.17	12.69	-138376	113752	3965485	34.86

Maschio 187

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
10670	-2160	9755	-2160	L2	L3	915	60	412	437.5	437.5	

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura a blocchi lapidei squadretti LC2_1
 f medio 70

tau 1.05

E 36291

G 14516.4

Fattore di confidenza 1.2

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fi	Nu (daN)
1	953	-101595	0	1	0	-0.25	2.06	0,00	2,31	0,81	1,00	865127
1	721.3	-124280	0	1	0	-0.25	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
1	515	-139944	0	1	0	-0.25	2.06	0,00	2,31	0,81	1,00	865127
2	953	-106860	0	1	0	-0.24	2.06	0,00	2,30	0,81	1,00	865807
2	721.3	-129370	0	1	0	-0.24	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
2	515	-144559	0	1	0	-0.24	2.06	0,00	2,30	0,81	1,00	865807
3	953	-125700	0	1	0	-1.1	2.06	0,00	3,16	0,77	1,00	818973
3	721.3	-147020	0	1	0	-1.1	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
3	515	-159351	0	1	0	-1.1	2.06	0,00	3,16	0,77	1,00	818973
4	953	-128509	0	1	0	-1.45	2.06	0,00	3,51	0,75	1,00	799826
4	721.3	-149495	0	1	0	-1.45	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
4	515	-161076	0	1	0	-1.45	2.06	0,00	3,51	0,75	1,00	799826
5	953	-131142	0	1	0	-1.42	2.06	0,00	3,48	0,75	1,00	801414
5	721.3	-152039	0	1	0	-1.42	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
5	515	-163383	0	1	0	-1.42	2.06	0,00	3,48	0,75	1,00	801414
6	953	-149590	0	1	0	-1.42	2.06	0,00	3,48	0,75	1,00	801210
6	721.3	-169589	0	1	0	-1.42	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
6	515	-179432	0	1	0	-1.42	2.06	0,00	3,48	0,75	1,00	801210
7	953	-154856	0	1	0	-1.37	2.06	0,00	3,43	0,75	1,00	803852
7	721.3	-174679	0	1	0	-1.37	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
7	515	-184047	0	1	0	-1.37	2.06	0,00	3,43	0,75	1,00	803852
8	953	-173696	0	1	0	-1.87	2.06	0,00	3,93	0,73	1,00	776679
8	721.3	-192329	0	1	0	-1.87	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
8	515	-198839	0	1	0	-1.87	2.06	0,00	3,93	0,73	1,00	776679
9	953	-176504	0	1	0	-2.11	2.06	0,00	4,17	0,72	1,00	763412
9	721.3	-194804	0	1	0	-2.11	2.06	0,00	2,09	0,82	1,00	877524
9	515	-200563	0	1	0	-2.11	2.06	0,00	4,17	0,72	1,00	763412
10	953	-179137	0	1	0	-2.08	2.06	0,00	4,14	0,72	1,00	765110
10	721.3	-197349	0	1	0	-2.08	2.06	0,00	2,07	0,82	1,00	878373
10	515	-202871	0	1	0	-2.08	2.06	0,00	4,14	0,72	1,00	765110
11	953	-132073	0	1	0	-0.25	2.06	0,00	2,31	0,81	1,00	865127
11	721.3	-161564	0	1	0	-0.25	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
11	515	-181927	0	1	0	-0.25	2.06	0,00	2,31	0,81	1,00	865127
12	953	-137339	0	1	0	-0.24	2.06	0,00	2,30	0,81	1,00	865656
12	721.3	-166654	0	1	0	-0.24	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
12	515	-186542	0	1	0	-0.24	2.06	0,00	2,30	0,81	1,00	865656
13	953	-156179	0	1	0	-0.93	2.06	0,00	2,99	0,78	1,00	827980
13	721.3	-184304	0	1	0	-0.93	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
13	515	-201335	0	1	0	-0.93	2.06	0,00	2,99	0,78	1,00	827980
14	953	-158987	0	1	0	-1.22	2.06	0,00	3,28	0,76	1,00	812344
14	721.3	-186779	0	1	0	-1.22	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
14	515	-203059	0	1	0	-1.22	2.06	0,00	3,28	0,76	1,00	812344
15	953	-161620	0	1	0	-1.2	2.06	0,00	3,26	0,76	1,00	813429
15	721.3	-189323	0	1	0	-1.2	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
15	515	-205366	0	1	0	-1.2	2.06	0,00	3,26	0,76	1,00	813429
16	953	-180068	0	1	0	-1.22	2.06	0,00	3,28	0,76	1,00	812028
16	721.3	-206873	0	1	0	-1.22	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
16	515	-221415	0	1	0	-1.22	2.06	0,00	3,28	0,76	1,00	812028
17	953	-185334	0	1	0	-1.19	2.06	0,00	3,25	0,76	1,00	813929
17	721.3	-211963	0	1	0	-1.19	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
17	515	-226030	0	1	0	-1.19	2.06	0,00	3,25	0,76	1,00	813929
18	953	-204174	0	1	0	-1.63	2.06	0,00	3,69	0,74	1,00	789883
18	721.3	-229613	0	1	0	-1.63	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
18	515	-240823	0	1	0	-1.63	2.06	0,00	3,69	0,74	1,00	789883
19	953	-206982	0	1	0	-1.84	2.06	0,00	3,90	0,73	1,00	778389
19	721.3	-232088	0	1	0	-1.84	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
19	515	-242547	0	1	0	-1.84	2.06	0,00	3,90	0,73	1,00	778389

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
20	953	-209615	0	1	0	-1.81	2.06	0,00	3,87	0,73	1,00	779652
20	721.3	-234633	0	1	0	-1.81	2.06	0,00	2,06	0,82	1,00	878928
20	515	-244854	0	1	0	-1.81	2.06	0,00	3,87	0,73	1,00	779652

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.
SLU 1	953	8888	-101595	0.44	1	1.85	54928	6.18
SLU 1	515	8654	-139944	0.44	1	2.55	62755	7.25
SLU 2	953	9491	-106860	0.44	1	1.95	56067	5.91
SLU 2	515	9244	-144559	0.44	1	2.63	63632	6.88
SLU 3	953	13399	-125700	0.44	1	2.29	59967	4.48
SLU 3	515	13118	-159351	0.44	1	2.9	66365	5.06
SLU 4	953	14471	-128509	0.44	1	2.34	60527	4.18
SLU 4	515	14187	-161076	0.44	1	2.93	66676	4.7
SLU 5	953	14772	-131142	0.44	1	2.39	61047	4.13
SLU 5	515	14483	-163383	0.44	1	2.98	67091	4.63
SLU 6	953	18184	-149590	0.44	1	2.72	64574	3.55
SLU 6	515	17877	-179432	0.44	1	3.27	69904	3.91
SLU 7	953	18787	-154856	0.44	1	2.82	65546	3.49
SLU 7	515	18468	-184047	0.44	1	3.35	70693	3.83
SLU 8	953	22694	-173696	0.44	1	3.16	68912	3.04
SLU 8	515	22341	-198839	0.44	1	3.62	73163	3.27
SLU 9	953	23766	-176504	0.44	1	3.22	69400	2.92
SLU 9	515	23411	-200563	0.44	1	3.65	73445	3.14
SLU 10	953	24068	-179137	0.44	1	3.26	69854	2.9
SLU 10	515	23706	-202871	0.44	1	3.7	73821	3.11
SLU 11	953	11554	-132073	0.44	1	2.41	61230	5.3
SLU 11	515	11250	-181927	0.44	1	3.31	70332	6.25
SLU 12	953	12157	-137339	0.44	1	2.5	62254	5.12
SLU 12	515	11840	-186542	0.44	1	3.4	71116	6.01
SLU 13	953	16065	-156179	0.44	1	2.84	65788	4.1
SLU 13	515	15714	-201335	0.44	1	3.67	73571	4.68
SLU 14	953	17137	-158987	0.44	1	2.9	66299	3.87
SLU 14	515	16783	-203059	0.44	1	3.7	73852	4.4
SLU 15	953	17438	-161620	0.44	1	2.94	66774	3.83
SLU 15	515	17079	-205366	0.44	1	3.74	74226	4.35
SLU 16	953	20850	-180068	0.44	1	3.28	70014	3.36
SLU 16	515	20473	-221415	0.44	1	4.03	76779	3.75
SLU 17	953	21453	-185334	0.44	1	3.38	70911	3.31
SLU 17	515	21064	-226030	0.44	1	4.12	77498	3.68
SLU 18	953	25361	-204174	0.44	1	3.72	74033	2.92
SLU 18	515	24938	-240823	0.44	1	4.39	79757	3.2
SLU 19	953	26433	-206982	0.44	1	3.77	74487	2.82
SLU 19	515	26007	-242547	0.44	1	4.42	80016	3.08
SLU 20	953	26734	-209615	0.44	1	3.82	74911	2.8
SLU 20	515	26302	-244854	0.44	1	4.46	80362	3.06

Verifica a pressoflessione nel piano (7.8.2.2) e taglio con rottura per fessurazione diagonale (C8.7.1.5), gammaM = 2

comb.	quota	N	V par	V orto	M	M orto	N/(I ^{sp})	N/(I ^{sp})	Mu	I'	fvd	Vt scorr.	Vt fess.diag.
SLV 1	515	-163136	130461	-989	23700055	198831	2.97	2.97	65689130	915	1.03	56646	84708 Vu<V
SLV 1	953	-169339	126900	-1072	-6094966	-112733	3.08	3.08	67833660	915	1.05	57887	86017 Vu<V
SLV 2	515	-164288	133523	-1004	24252914	200977	2.99	2.99	66089305	915	1.04	56876	84953 Vu<V
SLV 2	953	-171409	129968	-1076	-6461989	-113456	3.12	3.12	68543778	915	1.06	58301	86450 Vu<V
SLV 3	515	-148190	126913	-2357	24304075	331647	2.7	2.81	60415185	880.48	1	52751	81468 Vu<V
SLV 3	953	-155213	126265	669	-4764673	62722	2.83	2.83	62912193	915	1	55061	83006 Vu<V
SLV 4	515	-149341	129975	-2372	24856933	333792	2.72	2.85	60826933	873.17	1.01	52789	81722 Vu<V
SLV 4	953	-157284	129334	664	-5131696	61999	2.86	2.86	63641973	915	1.01	55476	83455 Vu<V
SLV 5	515	-193021	54053	823	3794654	102501	3.52	3.52	75783662	915	1.14	62623	90842
SLV 5	953	-171668	48772	-3536	-3559388	-353510	3.13	3.13	68632183	915	1.06	58352	86504
SLV 6	515	-195155	59726	796	4819065	106476	3.55	3.55	76481559	915	1.15	63050	91264
SLV 6	953	-175504	54458	-3544	-4239566	-354850	3.2	3.2	69939691	915	1.08	59120	87299
SLV 7	515	-143199	42227	-3736	5808053	545220	2.61	2.61	58620738	915	0.96	52659	80357
SLV 7	953	-124582	46657	2265	874921	231341	2.27	2.27	51779355	915	0.89	48935	76069
SLV 8	515	-145333	47901	-3763	6832464	549195	2.65	2.65	59390114	915	0.97	53085	80834
SLV 8	953	-128419	52343	2257	194743	230001	2.34	2.34	53208305	915	0.91	49703	76972
SLV 9	515	-204111	-13868	1004	-12461005	153531	3.72	3.72	79376874	915	1.18	64841	93015
SLV 9	953	-160295	-17707	-3910	-189953	-384699	2.92	2.92	64698230	915	1.02	56078	84102
SLV 10	515	-206245	-8195	976	-11436594	157506	3.76	3.76	80058861	915	1.19	65268	93427
SLV 10	953	-164132	-12021	-3918	-870131	-386039	2.99	2.99	66035069	915	1.04	56845	84920
SLV 11	515	-154289	-25694	-3555	-10447606	596250	2.81	2.81	62585389	915	1	54876	82806
SLV 11	953	-113210	-19822	1892	4244356	200152	2.06	2.06	47485413	915	0.85	46661	73326
SLV 12	515	-156423	-20020	-3583	-9423196	600225	2.85	2.85	63338855	915	1.01	55303	83269
SLV 12	953	-117046	-14136	1884	3564178	198812	2.13	2.13	48943695	915	0.86	47428	74263
SLV 13	515	-200102	-95942	-388	-30485475	368933	3.64	3.64	78087644	915	1.17	64039	92235 Vu<V
SLV 13	953	-131430	-94698	-2317	5136486	-216697	2.39	2.39	54322998	915	0.92	50305	77674 Vu<V
SLV 14	515	-201254	-92881	-403	-29932617	371079	3.67	3.67	78459196	915	1.17	64270	92460 Vu<V
SLV 14	953	-133501	-91629	-2321	4769463	-217420	2.43	2.43	55085883	915	0.92	50719	78152 Vu<V
SLV 15	515	-185156	-99490	-1756	-29881455	501749	3.37	3.47	73185138	888.34	1.13	60350	89268 Vu<V
SLV 15	953	-117305	-95332	-576	6466779	-41242	2.14	2.14	49041543	915	0.86	47480	74326 Vu<V
SLV 16	515	-186307	-96428	-1771	-29328597	503894	3.39	3.45	73568263	900.24	1.13	60893	89500 Vu<V
SLV 16	953	-119375	-92263	-581	6099756	-41965	2.17	2.17	49824089	915	0.87	47894	74826 Vu<V

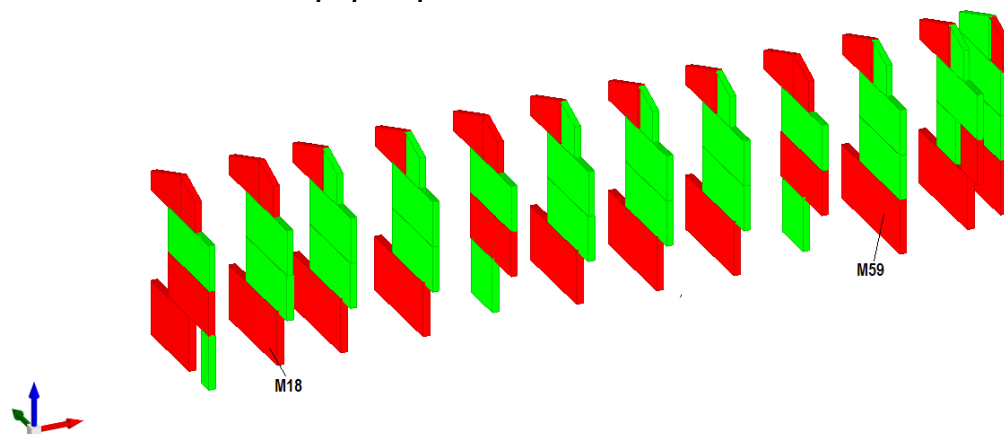
Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

quota 721.3 Ta 0 Wa 0.13 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.
SLV 1	29	0.22	7.79	-176630	190942	4611236	24.15
SLV 2	29	0.22	7.86	-178397	190942	4650430	24.36
SLV 3	29	0.22	7.12	-161598	190942	4272353	22.38
SLV 4	29	0.22	7.2	-163366	190942	4312717	22.59
SLV 5	29	0.22	8.36	-189615	190942	4895966	25.64
SLV 6	29	0.22	8.5	-192890	190942	4966604	26.01
SLV 7	29	0.22	6.15	-139510	190942	3756299	19.67

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.
SLV 8	29	0.22	6.29	-142785	190942	3834171	20.08
SLV 9	29	0.22	8.22	-186359	190942	4825282	25.27
SLV 10	29	0.22	8.36	-189634	190942	4896390	25.64
SLV 11	29	0.22	6.01	-136254	190942	3678426	19.26
SLV 12	29	0.22	6.15	-139529	190942	3756767	19.67
SLV 13	29	0.22	7.31	-165779	190942	4367598	22.87
SLV 14	29	0.22	7.39	-167546	190942	4407637	23.08
SLV 15	29	0.22	6.65	-150747	190942	4021524	21.06
SLV 16	29	0.22	6.72	-152515	190942	4062734	21.28

Maschi murari interni – corpo principale



Maschio 18

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura a blocchi lapidei squadretti LC2_1
f medio 70
tau 1.05
E 36291
G 14516.4
Fattore di confidenza 1.2

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	FI	Nu (daN)
1	515	-143293	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,48	0,80	1,00	1033180
1	241.3	-204966	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
1	0	-237389	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,48	0,80	1,00	1033180
2	515	-150348	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,48	0,80	1,00	1033261
2	241.3	-212564	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
2	0	-245009	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,48	0,80	1,00	1033261
3	515	-204198	0	1	0	0.14	2.45	0,00	2,59	0,79	1,00	1026386
3	241.3	-267165	0	1	0	0.14	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
3	0	-298626	0	1	0	0.14	2.45	0,00	2,59	0,79	1,00	1026386
4	515	-220223	0	1	0	0.18	2.45	0,00	2,63	0,79	1,00	1024102
4	241.3	-282966	0	1	0	0.18	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
4	0	-313985	0	1	0	0.18	2.45	0,00	2,63	0,79	1,00	1024102
5	515	-223750	0	1	0	0.17	2.45	0,00	2,62	0,79	1,00	1024272
5	241.3	-286766	0	1	0	0.17	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
5	0	-317795	0	1	0	0.17	2.45	0,00	2,62	0,79	1,00	1024272
6	515	-295627	0	1	0	0.31	2.45	0,00	2,76	0,78	1,00	1016040
6	241.3	-359838	0	1	0	0.31	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
6	0	-390006	0	1	0	0.31	2.45	0,00	2,76	0,78	1,00	1016040
7	515	-302681	0	1	0	0.3	2.45	0,00	2,75	0,78	1,00	1016480
7	241.3	-367436	0	1	0	0.3	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
7	0	-397626	0	1	0	0.3	2.45	0,00	2,75	0,78	1,00	1016480
8	515	-356532	0	1	0	0.33	2.45	0,00	2,78	0,78	1,00	1015077
8	241.3	-422037	0	1	0	0.33	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
8	0	-451243	0	1	0	0.33	2.45	0,00	2,78	0,78	1,00	1015077
9	515	-372556	0	1	0	0.34	2.45	0,00	2,79	0,78	1,00	1014213
9	241.3	-437838	0	1	0	0.34	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
9	0	-466602	0	1	0	0.34	2.45	0,00	2,79	0,78	1,00	1014213
10	515	-376083	0	1	0	0.34	2.45	0,00	2,79	0,78	1,00	1014407
10	241.3	-441637	0	1	0	0.34	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
10	0	-470412	0	1	0	0.34	2.45	0,00	2,79	0,78	1,00	1014407
11	515	-186281	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,48	0,80	1,00	1033180
11	241.3	-266456	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
11	0	-308605	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,48	0,80	1,00	1033180
12	515	-193336	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,48	0,80	1,00	1033243
12	241.3	-274054	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
12	0	-316225	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,48	0,80	1,00	1033243
13	515	-247186	0	1	0	0.12	2.45	0,00	2,57	0,79	1,00	1027568
13	241.3	-328654	0	1	0	0.12	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
13	0	-369843	0	1	0	0.12	2.45	0,00	2,57	0,79	1,00	1027568
14	515	-263211	0	1	0	0.15	2.45	0,00	2,60	0,79	1,00	1025584
14	241.3	-344456	0	1	0	0.15	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
14	0	-385202	0	1	0	0.15	2.45	0,00	2,60	0,79	1,00	1025584
15	515	-266738	0	1	0	0.15	2.45	0,00	2,60	0,79	1,00	1025708
15	241.3	-348255	0	1	0	0.15	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
15	0	-389012	0	1	0	0.15	2.45	0,00	2,60	0,79	1,00	1025708
16	515	-338615	0	1	0	0.27	2.45	0,00	2,72	0,79	1,00	1018216
16	241.3	-421327	0	1	0	0.27	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
16	0	-461222	0	1	0	0.27	2.45	0,00	2,72	0,79	1,00	1018216
17	515	-345669	0	1	0	0.27	2.45	0,00	2,72	0,79	1,00	1018557

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	FI	Nu (daN)
17	241.3	-428926	0	1	0	0.27	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
17	0	-468842	0	1	0	0.27	2.45	0,00	2,72	0,79	1,00	1018557
18	515	-399520	0	1	0	0.29	2.45	0,00	2,74	0,79	1,00	1017025
18	241.3	-483526	0	1	0	0.29	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
18	0	-522460	0	1	0	0.29	2.45	0,00	2,74	0,79	1,00	1017025
19	515	-415544	0	1	0	0.31	2.45	0,00	2,76	0,78	1,00	1016175
19	241.3	-499328	0	1	0	0.31	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
19	0	-537819	0	1	0	0.31	2.45	0,00	2,76	0,78	1,00	1016175
20	515	-419071	0	1	0	0.3	2.45	0,00	2,75	0,78	1,00	1016333
20	241.3	-503127	0	1	0	0.3	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1034899
20	0	-541629	0	1	0	0.3	2.45	0,00	2,75	0,78	1,00	1016333

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.
SLU 1	515	1297	-143293	0.44	1	2.15	70897	54.64
SLU 1	0	1253	-237389	0.44	1	3.56	88143	70.33
SLU 2	515	1386	-150348	0.44	1	2.26	72333	52.19
SLU 2	0	1342	-245009	0.44	1	3.68	89394	66.62
SLU 3	515	2531	-204198	0.44	1	3.06	82472	32.58
SLU 3	0	2413	-298626	0.44	1	4.48	97745	40.5
SLU 4	515	2934	-220223	0.44	1	3.31	85257	29.06
SLU 4	0	2784	-313985	0.44	1	4.71	100009	35.92
SLU 5	515	2978	-223750	0.44	1	3.36	85858	28.83
SLU 5	0	2829	-317795	0.44	1	4.77	100563	35.55
SLU 6	515	3968	-295627	0.44	1	4.44	97297	24.52
SLU 6	0	3789	-390006	0.44	1	5.85	110534	29.17
SLU 7	515	4057	-302681	0.44	1	4.54	98348	24.24
SLU 7	0	3877	-397626	0.44	1	5.97	111534	28.77
SLU 8	515	5202	-356532	0.44	1	5.35	106028	20.38
SLU 8	0	4949	-451243	0.44	1	6.77	118333	23.91
SLU 9	515	5605	-372556	0.44	1	5.59	108208	19.31
SLU 9	0	5320	-466602	0.44	1	7	120210	22.6
SLU 10	515	5649	-376083	0.44	1	5.64	108682	19.24
SLU 10	0	5364	-470412	0.44	1	7.06	120671	22.5
SLU 11	515	1687	-186281	0.44	1	2.8	79243	46.98
SLU 11	0	1629	-308605	0.44	1	4.63	99222	60.9
SLU 12	515	1775	-193336	0.44	1	2.9	80530	45.36
SLU 12	0	1718	-316225	0.44	1	4.75	100335	58.41
SLU 13	515	2921	-247186	0.44	1	3.71	89748	30.73
SLU 13	0	2789	-369843	0.44	1	5.55	107842	38.66
SLU 14	515	3323	-263211	0.44	1	3.95	92314	27.78
SLU 14	0	3160	-385202	0.44	1	5.78	109898	34.78
SLU 15	515	3367	-266738	0.44	1	4	92869	27.58
SLU 15	0	3205	-389012	0.44	1	5.84	110403	34.45
SLU 16	515	4357	-338615	0.44	1	5.08	103536	23.76
SLU 16	0	4165	-461222	0.44	1	6.92	119556	28.71
SLU 17	515	4446	-345669	0.44	1	5.19	104524	23.51
SLU 17	0	4253	-468842	0.44	1	7.04	120481	28.33
SLU 18	515	5591	-399520	0.44	1	6	111781	19.99
SLU 18	0	5325	-522460	0.44	1	7.84	126801	23.81
SLU 19	515	5994	-415544	0.44	1	6.24	113851	18.99
SLU 19	0	5696	-537819	0.44	1	8.07	128554	22.57
SLU 20	515	6038	-419071	0.44	1	6.29	114302	18.93
SLU 20	0	5740	-541629	0.44	1	8.13	128986	22.47

Verifica a pressoflessione nel piano (7.8.2.2) e taglio con rottura per fessurazione diagonale (C8.7.1.5), gammaM = 2

comb.	quota	N	V par	V orto	M	M orto	N/(l*sp)	N/(l*sp)	Mu	I'	fvd	Vt scorr.	Vt fess.diag.
SLV 1	0	-375660	-49856	2342	-28820671	-284665	5.64	5.64	148739228	1025	1.57	104280	135412
SLV 1	515	-260887	-41294	-3080	-24517806	-320580	3.92	3.92	112586312	1025	1.22	81326	115405
SLV 2	0	-377160	-40332	2342	-25790187	-284583	5.66	5.66	149157550	1025	1.57	104580	135654
SLV 2	515	-265561	-31763	-3080	-24839940	-320606	3.99	3.99	114218560	1025	1.23	82261	116287
SLV 3	0	-377767	35891	2402	-4234931	-291665	5.67	5.67	149326430	1025	1.57	104702	135752
SLV 3	515	-290665	30139	-3075	-27796043	-319936	4.36	4.36	122751738	1025	1.31	87282	120915
SLV 4	0	-379267	45415	2401	-1204448	-291583	5.69	5.69	149742791	1025	1.58	105002	135993
SLV 4	515	-295340	39670	-3076	-28118176	-319962	4.43	4.43	124297597	1025	1.32	88216	121757
SLV 5	0	-367179	-149912	626	-57753351	-76798	5.51	5.51	146347347	1025	1.54	102584	134036 Vu<V
SLV 5	515	-222406	-125516	-921	-19226276	-94006	3.34	3.34	98635405	1025	1.11	73630	107870 Vu<V
SLV 6	0	-369958	-132265	626	-52137839	-76645	5.55	5.55	147135958	1025	1.55	103140	134489
SLV 6	515	-231068	-107856	-922	-19823234	-94054	3.47	3.47	101856039	1025	1.13	75362	109611
SLV 7	0	-374201	135911	824	24199114	-100130	5.62	5.62	148330937	1025	1.56	103989	135177 Vu<V
SLV 7	515	-321668	112594	-906	-30153731	-91860	4.83	4.83	132750450	1025	1.4	93482	126396
SLV 8	0	-376980	153558	824	29814626	-99977	5.66	5.66	149107438	1025	1.57	104544	135625 Vu<V
SLV 8	515	-330331	130254	-907	-30750689	-91908	4.96	4.96	135437502	1025	1.43	95215	127885 Vu<V
SLV 9	0	-362564	-146446	-785	-56859183	94405	5.44	5.44	145027131	1025	1.53	101661	133281 Vu<V
SLV 9	515	-220910	-122789	934	-18086697	100834	3.32	3.32	98074613	1025	1.1	73331	107566 Vu<V
SLV 10	0	-365343	-128799	-786	-51243671	94557	5.48	5.48	145823701	1025	1.53	102217	133736
SLV 10	515	-229573	-105129	933	-18683656	100786	3.45	3.45	101303288	1025	1.13	75063	109312
SLV 11	0	-369586	139377	-588	25093282	71072	5.55	5.55	147030832	1025	1.55	103066	134428 Vu<V
SLV 11	515	-320173	115321	949	-29014152	102980	4.81	4.81	132281787	1025	1.4	93183	126137
SLV 12	0	-372365	157024	-588	30708794	71225	5.59	5.59	147815291	1025	1.56	103621	134879 Vu<V
SLV 12	515	-328835	132981	948	-29611110	102932	4.94	4.94	134976879	1025	1.42	94915	127629 Vu<V
SLV 13	0	-360277	-38303	-2363	-25840109	286010	5.41	5.41	144368077	1025	1.52	101204	132906
SLV 13	515	-255901	-32205	3103	-20719210	328887	3.84	3.84	110830659	1025	1.21	80329	114457
SLV 14	0	-361777	-28779	-2364	-22809626	286092	5.43	5.43	144800715	1025	1.52	101504	133152
SLV 14	515	-260576	-22675	3103	-21041344	328861	3.91	3.91	112477370	1025	1.22	81264	115346
SLV 15	0	-362384	47444	-2304	-1254370	279010	5.44	5.44	144975390	1025	1.53	101625	133252
SLV 15	515	-285680	39228	3108	-23997447	329531	4.29	4.29	121088213	1025	1.3	86284	120010
SLV 16	0	-363884	56968	-2304	1776114	279093	5.46	5.46	145406067	1025	1.53	101925	133498
SLV 16	515	-290355	48758	3107	-24319580	329505	4.36	4.36	122648536	1025	1.31	87219	120858

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)
quota 241.3 Ta 0 Wa 0.14 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.
SLV 1	29	0.17	13.13	-333606	246063	8652382	35.16
SLV 2	29	0.17	13.26	-336843	246063	8714883	35.42
SLV 3	29	0.17	13.77	-349811	246063	8961133	36.42
SLV 4	29	0.17	13.89	-353048	246063	9021569	36.66
SLV 5	29	0.17	12.22	-310581	246063	8195905	33.31
SLV 6	29	0.17	12.46	-316579	246063	8316824	33.8
SLV 7	29	0.17	14.35	-364597	246063	9233831	37.53
SLV 8	29	0.17	14.58	-370595	246063	9342001	37.97
SLV 9	29	0.17	12.13	-308233	246063	8148184	33.11
SLV 10	29	0.17	12.37	-314231	246063	8269658	33.61
SLV 11	29	0.17	14.26	-362249	246063	9191102	37.35
SLV 12	29	0.17	14.49	-368247	246063	9299826	37.79
SLV 13	29	0.17	12.82	-325780	246063	8499562	34.54
SLV 14	29	0.17	12.95	-329017	246063	8563060	34.8
SLV 15	29	0.17	13.46	-341985	246063	8813304	35.82
SLV 16	29	0.17	13.59	-345222	246063	8874737	36.07

Maschio 59

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	l	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
2145	240	2145	1265	L1	L2	1025	65	490	522.5	522.5	

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura a blocchi lapidei squadretti LC2_1

f medio 70

tau 1.05

E 36291

G 14516.4

Fattore di confidenza 1.2

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
1	515	-172922	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241733
1	241.3	-247340	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
1	0	-283583	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241733
2	515	-181171	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241739
2	241.3	-256155	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
2	0	-292257	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241739
3	515	-242658	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1241142
3	241.3	-316954	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
3	0	-350209	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1241142
4	515	-260760	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1240941
4	241.3	-334196	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
4	0	-366373	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1240941
5	515	-264885	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1240955
5	241.3	-338603	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
5	0	-370709	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1240955
6	515	-344558	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240214
6	241.3	-417715	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
6	0	-446870	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240214
7	515	-352807	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240253
7	241.3	-426530	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
7	0	-455544	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240253
8	515	-414294	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240124
8	241.3	-487329	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
8	0	-513497	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240124
9	515	-432397	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,48	0,80	1,00	1240045
9	241.3	-504570	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
9	0	-529660	0	1	0	0.03	2.45	0,00	2,48	0,80	1,00	1240045
10	515	-436521	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240062
10	241.3	-508978	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
10	0	-533997	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240062
11	515	-224798	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241733
11	241.3	-321542	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
11	0	-368658	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241733
12	515	-233047	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241738
12	241.3	-330357	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
12	0	-377331	0	1	0	0	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241738
13	515	-294534	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1241246
13	241.3	-391156	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
13	0	-435284	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1241246
14	515	-312637	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1241072
14	241.3	-408397	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
14	0	-451448	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1241072
15	515	-316761	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1241083
15	241.3	-412805	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
15	0	-455784	0	1	0	0.01	2.45	0,00	2,46	0,80	1,00	1241083
16	515	-396435	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240413
16	241.3	-491917	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
16	0	-531945	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240413
17	515	-404684	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240443
17	241.3	-500732	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
17	0	-540619	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240443
18	515	-466171	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240303
18	241.3	-561530	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
18	0	-598571	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240303
19	515	-484273	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240226
19	241.3	-578772	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
19	0	-614735	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240226
20	515	-488398	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240240
20	241.3	-583180	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,45	0,80	1,00	1241879
20	0	-619072	0	1	0	0.02	2.45	0,00	2,47	0,80	1,00	1240240

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.
SLU 1	515	-3321	-172922	0.44	1	2.16	85276	25.68
SLU 1	0	-3264	-283583	0.44	1	3.55	105559	32.34
SLU 2	515	-3434	-181171	0.44	1	2.27	86951	25.32
SLU 2	0	-3373	-292257	0.44	1	3.66	106986	31.72
SLU 3	515	-4595	-242658	0.44	1	3.04	98545	21.44
SLU 3	0	-4596	-350209	0.44	1	4.38	116074	25.26
SLU 4	515	-4980	-260760	0.44	1	3.26	101707	20.42
SLU 4	0	-5011	-366373	0.44	1	4.58	118484	23.65
SLU 5	515	-5036	-264885	0.44	1	3.31	102414	20.33
SLU 5	0	-5065	-370709	0.44	1	4.64	119123	23.52
SLU 6	515	-6008	-344558	0.44	1	4.31	115219	19.18
SLU 6	0	-6043	-446870	0.44	1	5.59	129824	21.48
SLU 7	515	-6121	-352807	0.44	1	4.41	116465	19.03
SLU 7	0	-6152	-455544	0.44	1	5.7	130987	21.29
SLU 8	515	-7282	-414294	0.44	1	5.18	125358	17.21
SLU 8	0	-7374	-513497	0.44	1	6.42	138509	18.78
SLU 9	515	-7667	-432397	0.44	1	5.41	127859	16.68
SLU 9	0	-7790	-529660	0.44	1	6.62	140535	18.04
SLU 10	515	-7723	-436521	0.44	1	5.46	128422	16.63
SLU 10	0	-7844	-533997	0.44	1	6.68	141073	17.98
SLU 11	515	-4318	-224798	0.44	1	2.81	95323	22.08
SLU 11	0	-4243	-368658	0.44	1	4.61	118821	28
SLU 12	515	-4431	-233047	0.44	1	2.91	96825	21.85
SLU 12	0	-4352	-377331	0.44	1	4.72	120091	27.59
SLU 13	515	-5592	-294534	0.44	1	3.68	107358	19.2
SLU 13	0	-5575	-435284	0.44	1	5.44	128253	23.01
SLU 14	515	-5976	-312637	0.44	1	3.91	110267	18.45
SLU 14	0	-5990	-451448	0.44	1	5.65	130439	21.78
SLU 15	515	-6033	-316761	0.44	1	3.96	110920	18.39
SLU 15	0	-6044	-455784	0.44	1	5.7	131019	21.68
SLU 16	515	-7004	-396435	0.44	1	4.96	122841	17.54
SLU 16	0	-7022	-531945	0.44	1	6.65	140819	20.05
SLU 17	515	-7117	-404684	0.44	1	5.06	124010	17.42
SLU 17	0	-7131	-540619	0.44	1	6.76	141892	19.9
SLU 18	515	-8278	-466171	0.44	1	5.83	132398	15.99
SLU 18	0	-8354	-598571	0.44	1	7.49	148864	17.82
SLU 19	515	-8663	-484273	0.44	1	6.06	134768	15.56
SLU 19	0	-8769	-614735	0.44	1	7.69	150751	17.19
SLU 20	515	-8720	-488398	0.44	1	6.11	135302	15.52
SLU 20	0	-8823	-619072	0.44	1	7.74	151253	17.14

Verifica a pressoflessione nel piano (7.8.2.2) e taglio con rottura per fessurazione diagonale (C8.7.1.5), gammaM = 2

comb.	quota	N	V par	V orto	M	M orto	N/(l*sp)	N/(l*sp)	Mu	I'	fvd	Vt scorr.	Vt fess.diag.
SLV 1	0	-392678	-62276	2828	-17225474	-312915	4.91	4.91	193653451	1230	1.42	113514	152825
SLV 1	515	-304203	-54946	-3534	-23721636	-350751	3.8	3.8	158371924	1230	1.2	95819	136797
SLV 2	0	-391847	-69389	2828	-19106349	-312826	4.9	4.9	193344750	1230	1.42	113348	152682
SLV 2	515	-303209	-62066	-3535	-23984397	-350759	3.79	3.79	157947947	1230	1.2	95620	136606
SLV 3	0	-401567	57756	2814	13142183	-320043	5.02	5.02	196929402	1230	1.44	115291	154343
SLV 3	515	-321106	49538	-3511	-17966165	-352669	4.02	4.02	165487906	1230	1.24	99199	140001
SLV 4	0	-400736	50643	2813	11261308	-319954	5.01	5.01	196625283	1230	1.44	115125	154202
SLV 4	515	-320112	42418	-3512	-18228926	-352678	4	4	165074356	1230	1.24	99001	139815
SLV 5	0	-402858	-199279	867	-56912908	-82974	5.04	5.04	197401171	1230	1.45	115550	154563 Vu<V
SLV 5	515	-292133	-173465	-1091	-31780233	-101858	3.65	3.65	153182125	1230	1.17	93405	134463 Vu<V
SLV 6	0	-401318	-212459	867	-60398166	-82810	5.02	5.02	196838543	1230	1.44	115242	154301 Vu<V
SLV 6	515	-290291	-186658	-1091	-32267103	-101874	3.63	3.63	152382230	1230	1.16	93036	134103 Vu<V
SLV 7	0	-432486	200827	818	44312617	-106735	5.41	5.41	207943190	1230	1.52	121475	159512 Vu<V
SLV 7	515	-348477	174814	-1014	-12595330	-108254	4.36	4.36	176634568	1230	1.31	104674	145039 Vu<V
SLV 8	0	-430947	187648	818	40827359	-106571	5.39	5.39	207408866	1230	1.52	121167	159259 Vu<V
SLV 8	515	-346636	161620	-1014	-13082199	-108270	4.34	4.34	175899074	1230	1.3	104305	144706 Vu<V
SLV 9	0	-420168	-199279	-829	-61250643	107022	5.26	5.26	203626438	1230	1.49	119012	157473 Vu<V
SLV 9	515	-298327	-173172	1027	-33028178	109556	3.73	3.73	155856724	1230	1.18	94644	135666 Vu<V
SLV 10	0	-418628	-212458	-829	-64735901	107186	5.24	5.24	203080346	1230	1.48	118704	157217 Vu<V
SLV 10	515	-296485	-186365	1026	-33515047	109541	3.71	3.71	155063909	1230	1.18	94275	135309 Vu<V
SLV 11	0	-449796	200828	-878	39974882	83261	5.63	5.63	213850196	1230	1.56	124937	162334 Vu<V
SLV 11	515	-354672	175106	1104	-13843275	103160	4.44	4.44	179092588	1230	1.32	105912	146155 Vu<V
SLV 12	0	-448257	187648	-878	36489624	83425	5.61	5.61	213332408	1230	1.56	124629	162085 Vu<V
SLV 12	515	-352830	161913	1103	-14330144	103145	4.41	4.41	178364173	1230	1.32	105544	145825 Vu<V
SLV 13	0	-450378	-62274	-2824	-31684592	320405	5.63	5.63	214045724	1230	1.56	125054	162428
SLV 13	515	-324850	-53970	3524	-27881451	353964	4.06	4.06	167040009	1230	1.25	99948	140701
SLV 14	0	-449548	-69386	-2825	-33565467	320494	5.62	5.62	213766769	1230	1.56	124888	162294
SLV 14	515	-323856	-61089	3524	-28144212	353956	4.05	4.05	166628768	1230	1.25	99749	140516
SLV 15	0	-459267	57758	-2839	-1316934	313277	5.74	5.74	217003414	1230	1.59	126831	163857
SLV 15	515	-341754	50514	3547	-22125980	352045	4.27	4.27	173939412	1230	1.29	103329	143818
SLV 16	0	-458436	50645	-2839	-3197809	313366	5.73	5.73	216729042	1230	1.58	126665	163724
SLV 16	515	-340760	43394	3547	-22388741	352037	4.26	4.26	173538598	1230	1.29	103130	143637

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

quota 241.3 Ta 0 Wa 0.14 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.
SLV 1	29	0.17	12.11	-369365	295276	9767345	33.08
SLV 2	29	0.17	12.08	-368426	295276	9748172	33.01
SLV 3	29	0.17	12.49	-380955	295276	10001418	33.87
SLV 4	29	0.17	12.46	-380015	295276	9982602	33.81
SLV 5	29	0.17	12.16	-370928	295276	9799157	33.19
SLV 6	29	0.17	12.11	-369186	295276	9763696	33.07
SLV 7	29	0.17	13.43	-409559	295276	10560294	35.76
SLV 8	29	0.17	13.37	-407818	295276	10527039	35.65
SLV 9	29	0.17	12.58	-383513	295276	10052489	34.04
SLV 10	29	0.17	12.52	-381771	295276	10017747	33.93
SLV 11	29	0.17	13.84	-422144	295276	10797683	36.57
SLV 12	29	0.17	13.79	-420403	295276	10765146	36.46
SLV 13	29	0.17	13.49	-411316	295276	10593736	35.88

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.
SLV 14	29	0.17	13.46	-410376	295276	10575856	35.82
SLV 15	29	0.17	13.87	-422905	295276	10811866	36.62
SLV 16	29	0.17	13.84	-421965	295276	10794343	36.56

B4. Verifiche alle azioni gravitazionali

Gli orizzontamenti allo stato di fatto non risultano verificati per i carichi di utilizzo previsti per la precedente destinazione d'uso (pesi propri + 300 daN/m²), notevolmente inferiori rispetto a quelli previsti in esercizio per la destinazione d'uso archivio (1.500 daN/m²).

Si riportano di seguito le verifiche dei principali solai allo stato di fatto.

B4.1. Solaio piano tipo a putrelle e voltine in laterizio

Luce massima: l = 7,47 m

Luce di calcolo: l₀ = 7,47 x 1,05 = 7,84 m

Interasse putrelle: i = 1,00 m

Analisi dei carichi:

G1k = 7.850 x 66,43/100² = 52 daN/m

G2k = 750 daN/m² x 1,00 = 750 daN/m

Qk = 300 daN/m² x 1,00 = 300 daN/m

Dati geometrici e materiali

luce trave	L	7,84	m
tipo di sezione	a doppio T		
tensione caratteristica snervamento	f _{yk}	2.350	daN/cm ²
modulo elastico	E	2.060.000	daN/cm ²
altezza	h	250	mm
base	b	100	mm
spessore ali	t _f	7,5	mm
spessore anima	t _w	16,5	mm
altezza anima	c	235	mm
determinazione classe	c/t _w	14	<72 classe 1
momento d'inerzia	J	7.487	cm ⁴
modulo di resistenza plastico	W _{pl}	674	cm ³
livello di conoscenza	LC	LC1	
fattore di confidenza	FC	1,35	
coefficiente di sicurezza	γ _{m0}	1,05	

Carichi agenti

strutturali	G1k	52	daN/m	x	1,3	68	daN/m
permanenti portati	G2k	750	daN/m	x	1,5	1.125	daN/m
variabili	Qk	300	daN/m	x	1,5	450	daN/m
	q _{d,SLE}	1.102	daN/m		q _{d,SLU}	1.643	daN/m

Verifica a flessione

momento sollecitante slu	M _{sd}	12.620	daN m				
momento resistente	M _{c,Rd}	11.174	daN m	<	M _{sd}	NON VERIFICATO	

Verifica a taglio

area di taglio	A _v	18,75	cm ²				
taglio sollecitante	V _{sd}	6.439	daN				
taglio resistente	V _{c,Rd}	17.947	daN	>	V _{sd}	VERIFICATO	

Verifica freccia

freccia massima	f	3,51	cm				
corrispondente a	L/ 223			>	L/250	NON VERIFICATO	

Allo stato di fatto il solaio esistente in putrelle e voltine in laterizio non è verificato per i carichi previsti per la precedente destinazione d'uso e pertanto è certamente non verificato per i carichi accidentali da archivio previsti (1.500 daN/m²).

B4.2. Solaio piano sottotetto in legno

Luce massima: $l = 7,47 \text{ m}$

Luce di calcolo: $l_0 = 7,47 \times 1,05 = 7,84 \text{ m}$

Interasse travi: $i = 45 \text{ cm}$

Analisi dei carichi:

Strutturali

$$G1k = 600 \times 540/100^2 = 32 \text{ daN/m}$$

$$G2k = 350 \text{ daN/m}^2 \times 0,45 = 158 \text{ daN/m}$$

$$Qk = 300 \text{ daN/m}^2 \times 0,45 = 135 \text{ daN/m}$$

Dati geometrici

base	b	20	cm
altezza	h	27	cm
luce	L	7,84	m

Dati materiale

tipo legno	corrisp. C24
resistenza caratt. a flessione	$f_{m,g,k}$ 240
resistenza caratt. a taglio	$f_{v,g,k}$ 25
modulo elastico medio //	$E_{0,g,mean}$ 110000
coefficiente di sicurezza	γ_M 1,5

Condizioni ambientali e di carico

classe di servizio	1
durata del carico	media
coefficiente	k_{mod} 0,8
coefficiente	k_{def} 0,6

Carichi agenti

strutturali	G1k	32	daN/m	x	1,3	41,6	daN/m
permanenti portati	G2k	158	daN/m	x	1,5	237	daN/m
variabili	Qk	135	daN/m	x	1,5	202,5	daN/m
	q_{d,SLE}	325	daN/m			q_{d,SLU}	481,1 daN/m

Verifica a flessione

momento flettente massimo ($ql^2/8$)	M_{Ed}	3.696,39	daN m
modulo di resistenza ($b x h^2/6$)	W	2430	cm ³
tensione di calcolo	$\sigma_{m,d}$	152,11	daN/cm ²
resistenza a flessione ($f_{m,k} \times k_{mod}/\gamma_M$)	$f_{m,d}$	128,00	daN/cm²
			< $\sigma_{m,d}$ NON VERIFICATO

Verifica a taglio

taglio massimo	V_{Ed}	1.885,91	daN
sezione resistente	A	540	cm ²
tensione di calcolo	τ_d	5,24	daN/cm ²
resistenza a taglio ($f_{v,k} \times k_{mod}/\gamma_M$)	$f_{v,g,d}$	13,33	daN/cm²
			> τ_d VERIFICATO

Verifica freccia istantanea

momento d'inerzia ($b x h^3/12$)	J	32.805	cm ⁴
freccia istantanea carichi permanenti	$U_{1,ist}$	2,6	cm
freccia ist. carichi variabili	$U_{2,ist}$	1,8	cm
freccia istantanea	U_{ist}	4,4	cm
corrispondente a	L/ 178		> L/300 NON VERIFICATO

Verifica freccia finale

coefficiente di combinazione	ψ_2	0,3	
freccia finale carichi variabili	$u_{2,fin}$	2,2	cm
freccia finale carichi permanenti	$u_{1,fin}$	4,1	cm
freccia netta finale	$u_{net,fin}$	6,3	cm
corrispondente a	L/ 124	> L/250	NON VERIFICATO

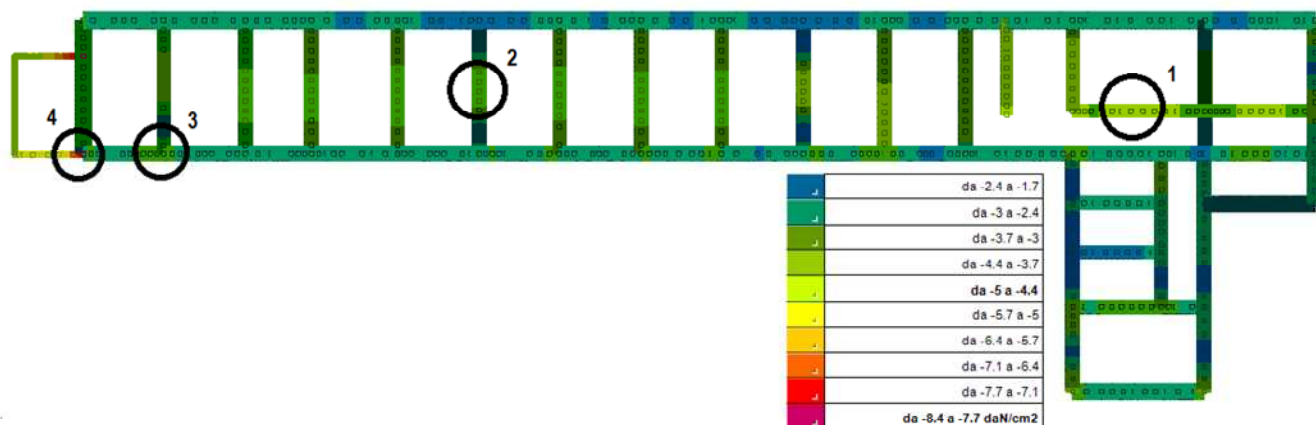
Allo stato di fatto il solaio esistente in legno non è verificato per i carichi previsti per la precedente destinazione d'uso (300 daN/m²) e pertanto è certamente non verificato sia per i carichi accidentali da archivio previsti (1.500 daN/m²) sia per l'eventuale destinazione d'uso di uffici aperti al pubblico (300 daN/m²).

B5. Verifiche geotecniche sullo stato di fatto

Le fondazioni allo stato di fatto sono di tipo diretto in blocchi lapidei squadrate, ad eccezione del corpo servizi aggiunto ad ovest, che presenta una fondazione a cordolo alto in calcestruzzo.

La quota di imposta fondazionale risulta variabile, in quanto il substrato con caratteristiche portanti degrada progressivamente verso Ovest. I rilievi effettuati a cura del dott. geol. Fulvio Medeot hanno evidenziato una quota di imposta variabile tra circa 150 cm per le murature all'estremità Est e circa 200 cm per le murature all'estremità Ovest, con l'eccezione del corpo servizi aggiunto che presenta fondazioni intestate sul cappellaccio ad una profondità di 125 cm dal piano campagna. Le indagini hanno inoltre evidenziato la presenza di acqua affiorante sul fondo degli scavi.

Si riporta di seguito il grafico illustrativo delle pressioni massime registrate in fondazione nelle combinazioni di carico SLU, SLV, SLV FOND:



I parametri di calcolo considerati per gli strati di terreno portanti, in conformità con la relazione Geologica allegata sono i seguenti:

	peso di volume γ	coesione c	angolo di attrito ϕ
CAPPELLACCIO	1.900 daN/m ³	0,225 daN/cm ²	17,5°
CROSTELLO DEL FLYSCH	2.350 daN/m ³	1,24 daN/cm ²	19,0°

Si riportano di seguito le verifiche allo stato di fatto delle fondazioni maggiormente sollecitate evidenziate nello schema.

Fondazione 1: muro di spina braccio principale.

Sezione strutturale di riferimento 4-4 in elaborato grafico stato di fatto fondazioni.

dati terreno di fondazione

peso specifico	γ_{INF}	1.350	daN/m ³
angolo di attrito	ϕ	19	°
coesione	c	1,24	daN/cm ²

dati terreno di ricoprimento

peso specifico	γ_{sup}	1.800	daN/m ³
----------------	----------------	-------	--------------------

dati fondazione

larghezza cordolo	B	1,2	m
profondità piano di posa	D	1	m

coefficienti di Terzaghi

contributo coesione	Nc	14,32
contributo terreno fondazione	Nq	5,93
contributo peso terreno	N γ	3,39

calcolo capacità portante

contributo coesione	c Nc	17,75	daN/cm ²
contributo terreno fondazione	γ_{sup} D Nq	1,07	daN/cm ²
contributo peso terreno	0,5 γ_{INF} B N γ	0,27	daN/cm ²

sollecitazione massima di progetto

	$q_{s,d}$	5	daN/cm ²	(Fsd/B)
capacità portante	q_k	19,09	daN/cm ²	
coefficiente di sicurezza approccio 2	γ_R	2,3		
capacità portante di progetto	$q_{r,d}$	8,30	daN/cm ²	> $q_{s,d}$ VERIFICATO

Fondazione 2: muro trasversale braccio principale.

Sezione strutturale di riferimento 6-6 in elaborato grafico stato di fatto fondazioni.

dati terreno di fondazione

peso specifico	γ_{INF}	1.350	daN/m ³
angolo di attrito	ϕ	19	°
coesione	c	1,24	daN/cm ²

dati terreno di ricoprimento

peso specifico	γ_{sup}	1.800	daN/m ³
----------------	----------------	-------	--------------------

dati fondazione

larghezza cordolo	B	1,25	m
profondità piano di posa	D	1,86	m

coefficienti di Terzaghi

contributo coesione	Nc	14,32
contributo terreno fondazione	Nq	5,93
contributo peso terreno	N γ	3,39

calcolo capacità portante

contributo coesione	c Nc	17,75	daN/cm ²
contributo terreno fondazione	γ_{sup} D Nq	1,99	daN/cm ²
contributo peso terreno	0,5 γ_{INF} B N γ	0,29	daN/cm ²

sollecitazione massima di progetto

	$q_{s,d}$	4,4	daN/cm ²	(Fsd/B)
capacità portante	q_k	20,02	daN/cm ²	
coefficiente di sicurezza approccio 2	γ_R	2,3		
capacità portante di progetto	$q_{r,d}$	8,71	daN/cm ²	> $q_{s,d}$ VERIFICATO

Fondazione 3: muro perimetrale Sud braccio principale.

Sezione strutturale di riferimento 2-2 in elaborato grafico stato di fatto fondazioni.

dati terreno di fondazione

peso specifico	γ_{INF}	1.350	daN/m ³
angolo di attrito	ϕ	19	°
coesione	c	1,24	daN/cm ²

dati terreno di ricoprimento

peso specifico	γ_{SUP}	1.800	daN/m ³
----------------	----------------	-------	--------------------

dati fondazione

larghezza cordolo	B	1,4	m
profondità piano di posa	D	1,86	m

coefficienti di Terzaghi

contributo coesione	Nc	14,32
contributo terreno fondazione	Nq	5,93
contributo peso terreno	N γ	3,39

calcolo capacità portante

contributo coesione	c Nc	17,75	daN/cm ²
contributo terreno fondazione	γ_{SUP} D Nq	1,99	daN/cm ²
contributo peso terreno	0,5 γ_{INF} B N γ	0,32	daN/cm ²

sollecitazione massima di progetto

capacità portante	$q_{s,d}$	4,4	daN/cm ²	(Fsd/B)
-------------------	-----------	-----	---------------------	---------

coefficiente di sicurezza approccio 2

capacità portante di progetto	$q_{r,d}$	8,72	daN/cm ²	>	$q_{s,d}$ VERIFICATO
--------------------------------------	-----------	------	---------------------	---	----------------------

Fondazione 4: muro perimetrale blocco servizi Ovest.

Sezione strutturale di riferimento 8-8 in elaborato grafico stato di fatto fondazioni.

N.B. Allo stato di fatto la fondazione è intestata sul cappellaccio.

dati terreno di fondazione

peso specifico	γ_{INF}	900	daN/m ³
angolo di attrito	ϕ	17,5	°
coesione	c	0,225	daN/cm ²

dati terreno di ricoprimento

peso specifico	γ_{SUP}	1.800	daN/m ³
----------------	----------------	-------	--------------------

dati fondazione

larghezza cordolo	B	0,55	m
profondità piano di posa	D	1,25	m

coefficienti di Terzaghi

contributo coesione	Nc	13,04
contributo terreno fondazione	Nq	5,11
contributo peso terreno	N γ	2,59

calcolo capacità portante

contributo coesione	c Nc	2,93	daN/cm ²
contributo terreno fondazione	γ_{SUP} D Nq	1,15	daN/cm ²
contributo peso terreno	0,5 γ_{INF} B N γ	0,06	daN/cm ²

sollecitazione massima di progetto

capacità portante	$q_{s,d}$	7,7	daN/cm ²	(Fsd/B)
-------------------	-----------	-----	---------------------	---------

coefficiente di sicurezza approccio 2

capacità portante di progetto	$q_{r,d}$	1,80	daN/cm ²	<	$q_{s,d}$ NON VERIFICATO
--------------------------------------	-----------	------	---------------------	---	--------------------------

Le fondazioni del blocco servizi ad Ovest non risultano verificate per i carichi previsti per la destinazione d'uso originaria e necessitano pertanto di rinforzo strutturale ed approfondimento.

B6. Conclusioni sullo stato di fatto

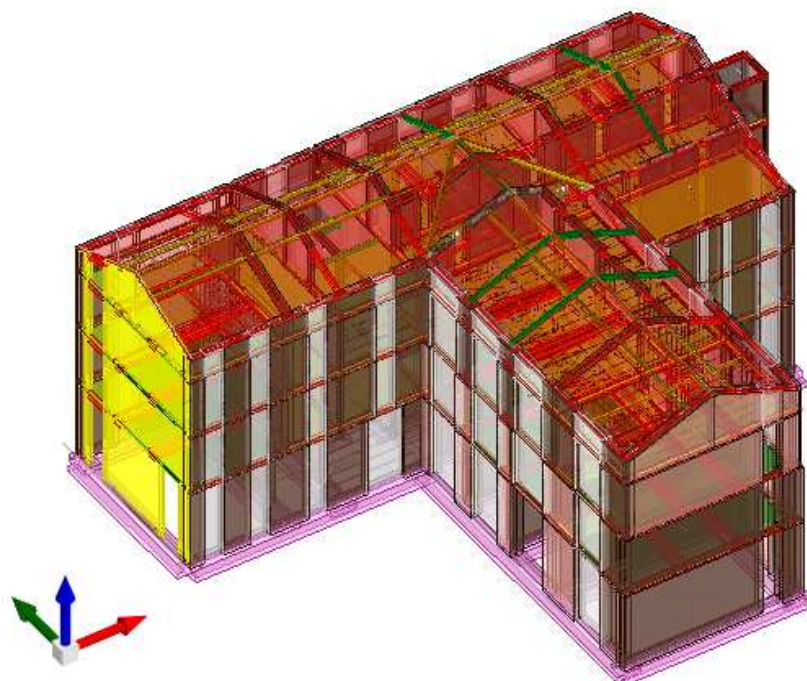
La struttura allo stato di fatto risulta non verificata per quanto riguarda le azioni sismiche. Il meccanismo maggiormente gravoso risulta essere la rottura per taglio dei maschi murari.

Inoltre, gli orizzontamenti esistenti a putrelle e voltine e in legno risultano non verificati per i carichi verticali previsti per la destinazione d'uso originaria e, a maggior ragione, risultano non verificati per la destinazione d'uso Archivio, con carichi verticali notevolmente superiori.

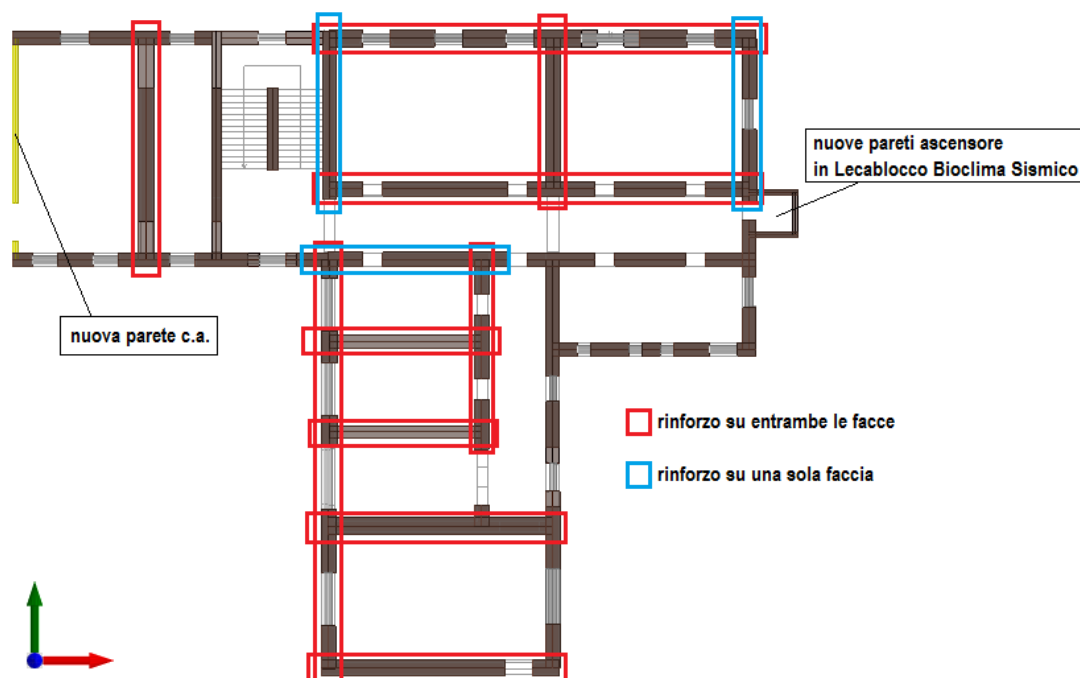
Dal punto di vista geotecnico, le fondazioni esistenti risultano sostanzialmente adeguate a sostenere i carichi della precedente destinazione d'uso, ad eccezione della zona servizi ad Ovest, che presenta fondazioni di tipologia diversa, non sufficientemente ampie ed approfondite.

C. Relazione di calcolo – 1° Lotto esecutivo strutturale

Vista tridimensionale della struttura



Schema murature esistenti che necessitano di rinforzo con rete e betoncino a tutti i piani
(per i dettagli e gli spessori dei rinforzi si vedano gli elaborati grafici)



Per i solai dei piani 1° e 2° si riportano di seguito gli schemi con le porzioni di solaio in cui è prevista l'installazione dei classificatori e per cui è applicato il sovraccarico massimo di 1.500 daN/m² (evidenziate in colore scuro); per le porzioni rimanenti il carico accidentale è posto pari a 300daN/m² (corridoi, servizi e spazi di circolazione).

piano 1° e 2° - Schema applicazione carichi accidentali



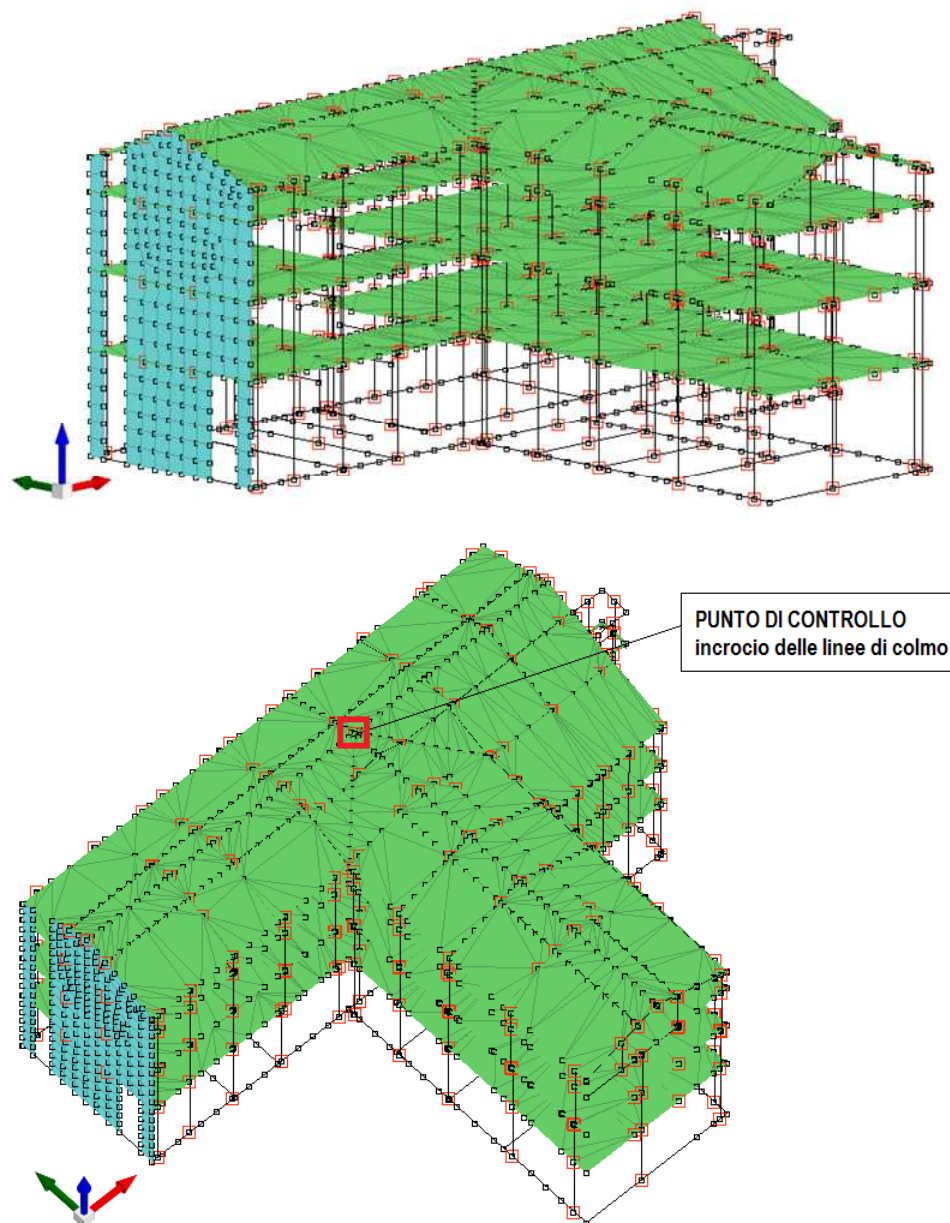
C1. Dati di modellazione – analisi pushover

In tutte le modellazioni si è impiegata una schematizzazione a telaio equivalente. Si è scelto di trascurare il contributo delle fasce di piano, generalmente di spessore minore rispetto ai maschi murari e realizzate in mattoni pieni, che vengono inserite nel modello come semplici carichi verticali applicati alle strutture.

I maschi murari sono stati schematizzati come elementi asta, connessi mediante cordoli in c.a. a livello di solaio.

I nuovi solai laterocementizi sono stati modellati con comportamento membranale, con rigidità nel piano corrispondente ad una soletta piena c.a. di spessore 10cm (assunzione cautelativa rispetto all'ipotesi di piano rigido).

Le nuove travi fuori spessore sono state considerate elementi secondari, in schema statico di semplice appoggio.



Nell'analisi pushover per i maschi murari si è adottata una modellazione a plasticità concentrata, con comportamento elastico-perfettamente plastico: il raggiungimento della resistenza ultima a taglio o pressoflessione determina l'ingresso dell'elemento strutturale nel campo plastico; il valore della sollecitazione ultima viene mantenuto costante fino al raggiungimento del valore limite della deformazione, il cui raggiungimento determina la perdita dello sforzo. Gli elementi in c.a. sono stati considerati elastici. La nuova parete in c.a. è stata modellata a fibre mediante elemento finito CONCRETE, costituito da un elemento spaziale di tipo lastra accoppiato ad un elemento tipo piastra, in cui è prevista la disposizione di due famiglie di fibre ad una distanza dichiarata dal piano medio. Gli elementi in c.a. non armati sono stati considerati perfettamente elastici.

Si sono impiegate le seguenti distribuzioni di forze d'inerzia:

gruppo 1: Distribuzione proporzionale alle forze statiche

gruppo 2: Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Gli effetti stossionali sono tenuti in conto facendo variare la posizione del centro di massa del 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

C1.1. Preferenze di analisi

Metodo di analisi	D.M. 14-01-08 (N.T.C.)	
Tipo di costruzione	2	
Vn	50	
Classe d'uso	III	
Vr	75	
Tipo di analisi	Non lineare statica (pushover)	
Località	Trieste - Latitudine (deg) 45,6416°; Longitudine (deg) 13,7967° (N 45° 38' 30"; E 13° 47' 48") ED50	
Zona sismica	Zona 3	
Categoria del suolo	A - roccia o terreni molto rigidi	
Categoria topografica	T1	
Ss orizzontale SLO	1	
Tb orizzontale SLO	0.076	[s]
Tc orizzontale SLO	0.229	[s]
Td orizzontale SLO	1.767	[s]
Ss orizzontale SLD	1	
Tb orizzontale SLD	0.084	[s]
Tc orizzontale SLD	0.252	[s]
Td orizzontale SLD	1.817	[s]
Ss orizzontale SLV	1	
Tb orizzontale SLV	0.109	[s]
Tc orizzontale SLV	0.327	[s]
Td orizzontale SLV	2.159	[s]
Ss orizzontale SLC	1	
Tb orizzontale SLC	0.112	[s]
Tc orizzontale SLC	0.336	[s]
Td orizzontale SLC	2.31	[s]
St	1	
PVr SLO (%)	81	
Tr SLO	45.16	
Ag/g SLO	0.0417	
Fo SLO	2.557	
Tc* SLO	0.229	
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	75.43	
Ag/g SLD	0.0542	
Fo SLD	2.563	
Tc* SLD	0.252	
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.1398	
Fo SLV	2.516	
Tc* SLV	0.327	
PVr SLC (%)	5	
Tr SLC	1462.18	
Ag/g SLC	0.1776	
Fo SLC	2.557	
Tc* SLC	0.336	
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	Non dissipativa	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	-60	[cm]
Regolarità in pianta	No	
Regolarità in elevazione	No	
Edificio C.A.	Si	
Tipologia C.A.	Strutture a telaio $q_0=3.0 \cdot \alpha_U / \alpha_{f1}$	
alfaU/alfa1 C.A.	Strutture a telaio di un piano $\alpha_U / \alpha_{f1} = (1.0 + 1.1) / 2$	
Edificio muratura	Si	
Tipologia muratura	Costruzioni in muratura ordinaria $q_0=2.0 \cdot \alpha_U / \alpha_{f1}$	
alfaU/alfa1 muratura	Costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_U / \alpha_{f1} = (1.0 + 1.8) / 2$	
Edificio esistente	Si	
Altezza costruzione	1874	[cm]
C1	0.05	
T1	0.45	[s]
Lambda SLO	0.85	
Lambda SLD	0.85	
Lambda SLV	0.85	
Numero modi	6	
Metodo di Ritz	applicato	
Torsione accidentale semplificata	No	
Torsione accidentale per piani (livelli e falde) flessibili	Si	
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazione"	13	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazione"	16	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 1"	212.9	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 1"	171.8	[cm]

Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 2"	212.9	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 2"	171.8	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 3"	212.9	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 3"	171.8	[cm]
Limite spostamenti interpiano	0.003	
Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default	1	
Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default	1	
Fattore di struttura per sisma X	1	
Fattore di struttura per sisma Y	1	
Fattore di struttura per sisma Z	1	
Distribuzione forze d'inerzia principali (Gruppo 1)	Da analisi statica lineare	
Percentuale di adeguamento (%)	100	
Parametro percentuale di adeguamento	Tr	
Coefficiente di sicurezza portanza fondazioni superficiali	2.3	
Coefficiente di sicurezza scorrimento fondazioni superficiali	1.1	

C2. Risultati analisi pushover

Gli stati limite che vengono considerati nella valutazione della capacità di spostamento della struttura sono:

- Superamento spostamento limite di interpiano	SLO
- Superamento spostamento limite di interpiano - Superamento della rotazione alla corda limite per pannello c.a.	SLD
- Superamento della rotazione alla corda limite per parete c.a. - Rottura per taglio dei pannelli parete in c.a. - Superamento della resistenza in fondazione - Riduzione del taglio del 15%	SLV

C2.1. Riassunto dei principali risultati

Riepilogo dei risultati

comb.	forze	domanda S	capacità	q* SLV	ver. SLV	domanda S	capacità?	q* SLD	ver. SLD	domanda S	capacità	q* SLO	ver. SLO
1	Gruppo2	1.721	3.583	0.98	si	0.523	2.5	0.3	si	0.365	2	0.21	si
2	Gruppo2	1.827	3.53	0.97	si	0.556	2.25	0.29	si	0.388	2	0.21	si
3	Gruppo2	1.878	2.835	1.32	si	0.571	2.25	0.4	si	0.399	1.5	0.28	si
4	Gruppo2	1.832	2.75	1.29	si	0.557	2.25	0.39	si	0.389	1.75	0.27	si
5	Gruppo2	1.789	2	1.34	si	0.544	1.75	0.41	si	0.38	1.5	0.29	si
6	Gruppo2	1.83	2.5	1.35	si	0.557	2	0.41	si	0.389	1.5	0.29	si
7	Gruppo2	1.763	3.358	0.98	si	0.536	2.5	0.3	si	0.374	2	0.21	si
8	Gruppo2	1.653	3.557	1.01	si	0.503	2.5	0.31	si	0.351	2	0.21	si
1	Gruppo1	1.911	5.25	0.88	si	0.582	3	0.27	si	0.406	1.75	0.19	si
2	Gruppo1	2.022	4.75	0.87	si	0.615	2.75	0.27	si	0.429	1.75	0.18	si
3	Gruppo1	2.053	3.5	1.21	si	0.624	2.5	0.37	si	0.436	1.75	0.26	si
4	Gruppo1	2.001	3	1.21	si	0.609	2.75	0.37	si	0.425	2.25	0.26	si
5	Gruppo1	1.954	2.25	1.23	si	0.594	2.25	0.38	si	0.415	1.75	0.26	si
6	Gruppo1	1.988	3	1.25	si	0.605	2.25	0.38	si	0.422	1.75	0.27	si
7	Gruppo1	1.957	4.75	0.91	si	0.595	2.75	0.28	si	0.415	1.75	0.19	si
8	Gruppo1	1.85	5	0.93	si	0.563	2.5	0.28	si	0.393	1.5	0.2	si

Valori di riferimento

Periodo di ritorno di riferimento per SLV:

$$T_{R,SLV,rif} = 712 \text{ anni}$$

Accelerazione di riferimento normalizzata a g per SLV:

$$a_{g/g,SLV,rif} = 0,140$$

Accelerazione di aggancio di riferimento normalizzata a g per SLV:

$$PGA_{SLV,rif} = a_{g/g,SLV,rif} \cdot S \cdot St = 0,140$$

Periodo di ritorno di riferimento per SLO:

$$T_{R,SLO,rif} = 45 \text{ anni}$$

Accelerazione di riferimento normalizzata a g per SLO:

$$a_{g/g,SLO,rif} = 0,042$$

Accelerazione di aggancio di riferimento normalizzata a g per SLO:

$$PGA_{SLO,rif} = a_{g/g,SLO,rif} \cdot S \cdot St = 0,042$$

Periodo di ritorno di riferimento per SLD:

$$T_{R,SLD,rif} = 75 \text{ anni}$$

Accelerazione di riferimento normalizzata a g per SLD:

$$a_{g/g,SLD,rif} = 0,054$$

Accelerazione di aggancio di riferimento normalizzata a g per SLD:

$$PGA_{SLD,rif} = a_{g/g,SLD,rif} \cdot S \cdot St = 0,054$$

Indicatore di rischio in termini di tempo di ritorno $IR_{TR} = (T_{R,TR,rif})^{0.41}$

Indicatore di rischio in termini di accelerazione $IR_{PGA} = PGA/PGA_{rif}$

Periodi di ritorno e livelli di accelerazione al suolo (in rapporto a g) minimi per ogni curva di capacita'

combinazio	TR,SLV	IR,TR,SLV	PGA,SLV	IR,PGA,SLV	TR,SLD	IR,TR,SLD	PGA,SLD	IR,PGA,SLD	TR,SLO	IR,TR,SLO	PGA,SLO	IR,PGA,SLO
1 gruppo1	2475	1.667	0.211	1.512	2279	4.045	0.206	3.799	577	2.842	0.13	3.127
1 gruppo2	2475	1.667	0.211	1.512	1859	3.721	0.192	3.551	1024	3.596	0.158	3.784
2 gruppo1	2475	1.667	0.211	1.512	1557	3.46	0.181	3.348	506	2.693	0.125	2.994
2 gruppo2	2475	1.667	0.211	1.512	1204	3.114	0.166	3.074	886	3.388	0.15	3.607
3 gruppo1	2475	1.667	0.211	1.512	1160	3.066	0.164	3.036	487	2.651	0.123	2.956
3 gruppo2	2052	1.544	0.199	1.421	1110	3.011	0.162	2.992	428	2.514	0.117	2.814
4 gruppo1	2014	1.532	0.197	1.412	1600	3.499	0.183	3.378	943	3.476	0.154	3.682
4 gruppo2	2020	1.534	0.198	1.414	1190	3.099	0.166	3.062	640	2.965	0.135	3.237
5 gruppo1	1001	1.15	0.157	1.12	1001	2.887	0.157	2.891	546	2.778	0.128	3.071
5 gruppo2	931	1.116	0.153	1.093	677	2.459	0.137	2.539	478	2.631	0.122	2.938
6 gruppo1	2048	1.542	0.199	1.42	959	2.836	0.154	2.85	526	2.736	0.126	3.033
6 gruppo2	1576	1.385	0.182	1.302	884	2.743	0.15	2.774	448	2.562	0.119	2.865
7 gruppo1	2475	1.667	0.211	1.512	1700	3.587	0.187	3.447	554	2.795	0.129	3.085
7 gruppo2	2475	1.667	0.211	1.512	1735	3.617	0.188	3.47	963	3.506	0.155	3.708
8 gruppo1	2475	1.667	0.211	1.512	1534	3.439	0.18	3.331	436	2.534	0.118	2.834
8 gruppo2	2475	1.667	0.211	1.512	2064	3.884	0.199	3.676	1142	3.76	0.164	3.924

Periodi di ritorno e livelli di accelerazione al suolo (in rapporto a g) per diversi stati limite.

stato limite	comb	forze	PGA	PGA(q*=3)	PGA(20%)	PGA(15%)	Tr	Tr(q*=3)	Tr(20%)	Tr(15%)	IR,PGA	IR,Tr
Rottura a taglio di pareti c.	5	Gruppo2	0.153	0.657		0.211	931	2475		2475	1.093	1.116
Rotazione alla corda di eserc	3	Gruppo2	0.209	0.637		0.197	2386	2475		2014	4.737	4.745
Rotazione alla corda dei pann	3	Gruppo2	0.209	0.637		0.197	2386	2475		2014	1.412	1.532
Spostamento di interpiano SLO	3	Gruppo2	0.117	0.637		0.197	428	2475		2014	2.814	2.514
Spostamento di interpiano SLD	5	Gruppo2	0.137	0.657		0.211	677	2475		2475	2.539	2.459
Riduzione del taglio(SLD)	6	Gruppo2	0.166	0.638	0.203		1192	2475	2198		3.064	3.101
Cedimento fondazioni	3	Gruppo2	0.209	0.637		0.197	2386	2475		2014	1.412	1.532
Rottura a taglio della muratu	2	Gruppo1	0.063	0.896	0.211		104	2475	2475		0.453	0.454
Rottura a pressoflessione del	8	Gruppo1	0.001	0.916	0.211		1	2475	2475		0.008	0.068
Superamento drift ultimo per	8	Gruppo1	0.118	0.916	0.211		436	2475	2475		0.845	0.818
Superamento drift ultimo pres	8	Gruppo1	0.165	0.916	0.211		1166	2475	2475		1.178	1.224
Rottura fuori piano della mur	6	Gruppo1	0.001	0.636	0.211		1	2475	2475		0.008	0.068
Riduzione taglio del 20%	3	Gruppo2	0.199	0.637	0.199		2052	2475	2052		1.421	1.544

Minimi indicatori di rischio per la struttura

Stato limite di salvaguardia della vita:

Minimo indicatore in termini di periodo di ritorno IR,TR = 1,116 > 1,00 OK

Minimo indicatore in termini di PGA IR,PGA = 1,093 > 1,00 OK

Stato limite di danno:

Minimo indicatore in termini di periodo di ritorno IR,TR = 2,459 > 1,00 OK

Minimo indicatore in termini di PGA IR,PGA = 2,539 > 1,00 OK

Stato limite di operativita':

Minimo indicatore in termini di periodo di ritorno IR,TR = 2,514 > 1,00 OK

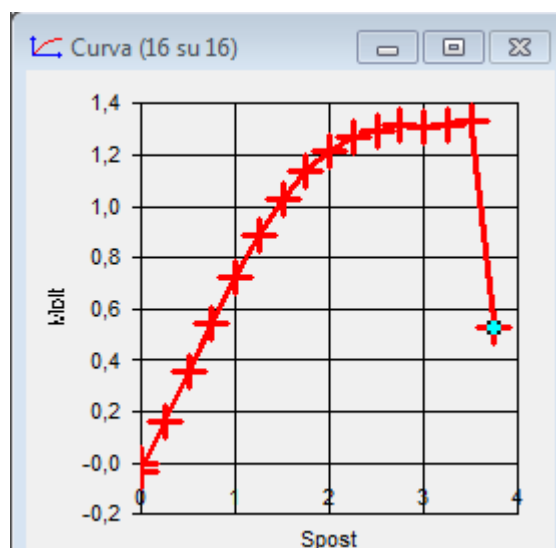
Minimo indicatore in termini di PGA IR,PGA = 2,814 > 1,00 OK

C2.2. Curve di capacità

combinazione n. 1 gruppo 2

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	55539	0	0	0	0	
2	-288020	0	0.25	0.25	0.25	0.778
3	-630699	0	0.5	0.5	0.5	0.776
4	-964894	0	0.75	0.75	0.75	0.757
5	-1279895	0	1	1	1	0.713
6	-1570632	0	1.25	1.25	1.25	0.658
7	-1817124	0	1.5	1.5	1.5	0.558
8	-2005653	0	1.75	1.75	1.75	0.427
9	-2153488	0	2	2	2	0.335
10	-2247336	0	2.25	2.25	2.25	0.213
11	-2285051	0	2.5	2.5	2.5	0.085
12	-2324840	0	2.75	2.75	2.75	0.09
13	-2315655	0	3	3	3	-0.021
14	-2330448	0	3.25	3.25	3.25	0.033
15	-2354102	0	3.5	3.5	3.5	0.054
16	-938125	0	3.75	3.75	3.75	-3.207

Punti (16° di 16)						
	Ux	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	-0.031	0.000			0.0
2	0.250	0.163	0.250	0.778		0.0
3	0.500	0.357	0.500	0.776		0.0
4	0.750	0.546	0.750	0.757		0.0
5	1.000	0.725	1.000	0.713		0.0
6	1.250	0.889	1.250	0.658		0.0
7	1.500	1.029	1.500	0.558		0.0
8	1.750	1.135	1.750	0.427		0.0
9	2.000	1.219	2.000	0.335		0.0
10	2.250	1.272	2.250	0.213		0.0
11	2.500	1.294	2.500	0.085		0.0
12	2.750	1.316	2.750	0.090		0.0
13	3.000	1.311	3.000	-0.021		0.0
14	3.250	1.319	3.250	0.033		0.0
15	3.500	1.333	3.500	0.054		0.0
16	3.750	0.531	3.750	-3.207		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,376 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 1267928,125

Fy 2231688,500

Fy* 1390722,624

dy (Fy/K*) 1,760

Q* SLV 0,978 Spostamento di risposta SLV 1.721 Capacita' di spostamento SLV 3,583 PGA,SLV 0,211 TR,SLV 2475 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,667	Q* SLO 0,208 Spostamento di risposta SLO 0.365 Capacita' di spostamento SLO 2,000 PGA,SLO 0,158 TR,SLO 1024 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 3,596	Q* SLD 0,297 Spostamento di risposta SLD 0.523 Capacita' di spostamento SLD 2,500 PGA,SLD 0,192 TR,SLD 1859 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,721
---	---	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 2,000 TR 1024 anni PGA 0,158

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,500 TR 1859 anni PGA 0,192

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 70 anni PGA 0,052

Rottura a taglio: capacita' 1,000 TR 232 anni PGA 0,092

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 2,750 TR 2384 anni PGA 0,209

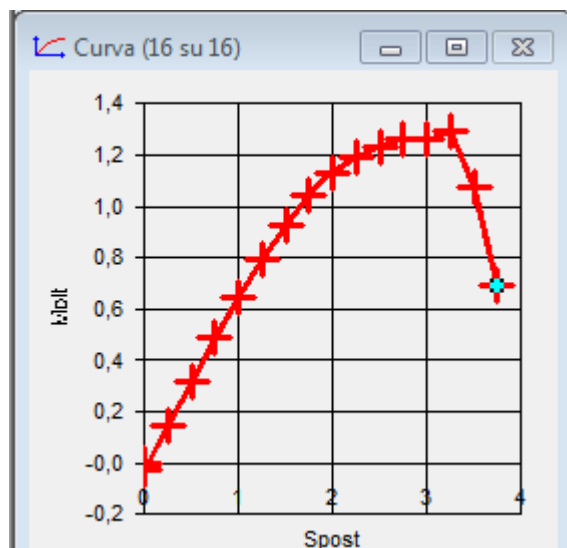
Rottura fuori piano: capacita' 0,250 TR 28 anni PGA 0,031

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 3,583 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 2 gruppo 2

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	49545	0	0	0	0	
2	-256950	0	0.25	0.25	0.25	0.694
3	-562640	0	0.5	0.5	0.5	0.692
4	-860329	0	0.75	0.75	0.75	0.674
5	-1141602	0	1	1	1	0.637
6	-1402389	0	1.25	1.25	1.25	0.591
7	-1638078	0	1.5	1.5	1.5	0.534
8	-1840182	0	1.75	1.75	1.75	0.458
9	-2003123	0	2	2	2	0.369
10	-2101490	0	2.25	2.25	2.25	0.223
11	-2171891	0	2.5	2.5	2.5	0.159
12	-2234456	0	2.75	2.75	2.75	0.142
13	-2230521	0	3	3	3	-0.009
14	-2281453	0	3.25	3.25	3.25	0.115
15	-1905970	0	3.5	3.5	3.5	-0.85
16	-1228362	0	3.75	3.75	3.75	-1.534

Punti (16° di 16)						
	Ux	Molt	Spst	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	-0.028	0.000			0.0
2	0.250	0.145	0.250	0.694		0.0
3	0.500	0.319	0.500	0.692		0.0
4	0.750	0.487	0.750	0.674		0.0
5	1.000	0.646	1.000	0.637		0.0
6	1.250	0.794	1.250	0.591		0.0
7	1.500	0.927	1.500	0.534		0.0
8	1.750	1.042	1.750	0.458		0.0
9	2.000	1.134	2.000	0.369		0.0
10	2.250	1.190	2.250	0.223		0.0
11	2.500	1.230	2.500	0.159		0.0
12	2.750	1.265	2.750	0.142		0.0
13	3.000	1.263	3.000	-0.009		0.0
14	3.250	1.292	3.250	0.115		0.0
15	3.500	1.079	3.500	-0.850		0.0
16	3.750	0.695	3.750	-1.534		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,399 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 1123989,125

Fy 2126314,500

Fy* 1325056,647

dy (Fy/K*) 1,892

Q* SLV 0,966 Spostamento di risposta SLV 1.827 Capacita' di spostamento SLV 3,530 PGA,SLV 0,211 TR,SLV 2475 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,667	Q* SLO 0,205 Spostamento di risposta SLO 0.388 Capacita' di spostamento SLO 2,000 PGA,SLO 0,150 TR,SLO 886 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 3,388	Q* SLD 0,294 Spostamento di risposta SLD 0.556 Capacita' di spostamento SLD 2,250 PGA,SLD 0,166 TR,SLD 1204 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,114
---	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 2,000 TR 886 anni PGA 0,150

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,250 TR 1204 anni PGA 0,166

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 64 anni PGA 0,050

Rottura a taglio: capacita' 1,000 TR 208 anni PGA 0,088

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 2,750 TR 2026 anni PGA 0,198

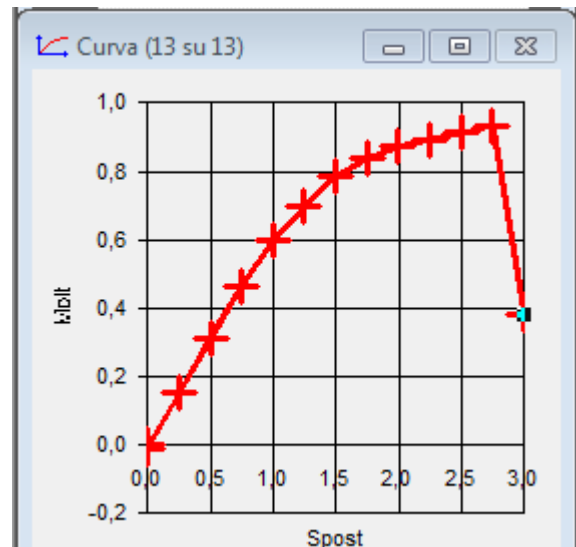
Rottura fuori piano: capacita' 0,250 TR 26 anni PGA 0,029

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 3,530 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 3 gruppo 2

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	0	20314		0	0	
2	0	-266987		0.25	0.25	0.651
3	0	-551416		0.5	0.5	0.644
4	0	-820846		0.75	0.75	0.61
5	0	-1055520		1	1	0.531
6	0	-1234614		1.25	1.25	0.406
7	0	-1384237		1.5	1.5	0.339
8	0	-1481553		1.75	1.75	0.22
9	0	-1538509		2	2	0.129
10	0	-1576436		2.25	2.25	0.086
11	0	-1612743		2.5	2.5	0.082
12	0	-1646124		2.75	2.75	0.076
13	0	-679492		3	3	-2.189

Punti (13° di 13)						
	Uy	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	-0.012	0.000			0.0
2	0.250	0.151	0.250	0.651		0.0
3	0.500	0.312	0.500	0.644		0.0
4	0.750	0.465	0.750	0.610		0.0
5	1.000	0.598	1.000	0.531		0.0
6	1.250	0.699	1.250	0.406		0.0
7	1.500	0.784	1.500	0.339		0.0
8	1.750	0.839	1.750	0.220		0.0
9	2.000	0.871	2.000	0.129		0.0
10	2.250	0.892	2.250	0.086		0.0
11	2.500	0.913	2.500	0.082		0.0
12	2.750	0.932	2.750	0.076		0.0
13	3.000	0.385	3.000	-2.189		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8
 Fattore di partecipazione modale 1,605
 Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,410 s
 K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 1064621,000
 Fy 1514433,750
 Fy* 943750,563
 dy (Fy/K*) 1,423

Q* SLV 1,320 Spostamento di risposta SLV 1.878 Capacita' di spostamento SLV 2,835 PGA,SLV 0,199 TR,SLV 2052 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,544	Q* SLO 0,280 Spostamento di risposta SLO 0.399 Capacita' di spostamento SLO 1,500 PGA,SLO 0,117 TR,SLO 428 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 2,514	Q* SLD 0,401 Spostamento di risposta SLD 0.571 Capacita' di spostamento SLD 2,250 PGA,SLD 0,162 TR,SLD 1110 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,011
---	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 3,000 TR 2386 anni PGA 0,209
 Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,000 TR 2386 anni PGA 0,209
 Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,000 TR 2386 anni PGA 0,209
 Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,000 TR 2386 anni PGA 0,209
 Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,500 TR 428 anni PGA 0,117
 Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,250 TR 1110 anni PGA 0,162

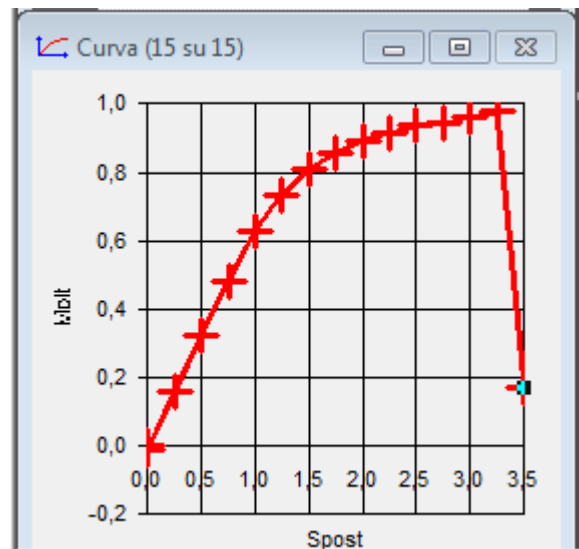
Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 61 anni PGA 0,049
 Rottura a taglio: capacita' 0,750 TR 120 anni PGA 0,068
 Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 2,750 TR 1896 anni PGA 0,194
 Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 2,750 TR 1896 anni PGA 0,194
 Rottura fuori piano: capacita' 0,250 TR 26 anni PGA 0,029
 Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 2,835 TR 2052 anni PGA 0,199

combinazione n. 4 gruppo 2

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	0	20991		0	0	
2	0	-275776		0.25	0.25	0.672
3	0	-570400		0.5	0.5	0.667
4	0	-852960		0.75	0.75	0.64
5	0	-1112023		1	1	0.587
6	0	-1298704		1.25	1.25	0.423
7	0	-1427383		1.5	1.5	0.291
8	0	-1514765		1.75	1.75	0.198
9	0	-1576929		2	2	0.141
10	0	-1616458		2.25	2.25	0.09
11	0	-1652947		2.5	2.5	0.083
12	0	-1667221		2.75	2.75	0.032
13	0	-1697962		3	3	0.07
14	0	-1726597		3.25	3.25	0.065
15	0	-301843		3.5	3.5	-3.226

Punti (15° di 15)						
	Uy	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	-0.012	0.000			0.0
2	0.250	0.156	0.250	0.672		0.0
3	0.500	0.323	0.500	0.667		0.0
4	0.750	0.483	0.750	0.640		0.0
5	1.000	0.630	1.000	0.587		0.0
6	1.250	0.735	1.250	0.423		0.0
7	1.500	0.808	1.500	0.291		0.0
8	1.750	0.858	1.750	0.198		0.0
9	2.000	0.893	2.000	0.141		0.0
10	2.250	0.915	2.250	0.090		0.0
11	2.500	0.936	2.500	0.083		0.0
12	2.750	0.944	2.750	0.032		0.0
13	3.000	0.961	3.000	0.070		0.0
14	3.250	0.977	3.250	0.065		0.0
15	3.500	0.171	3.500	-3.226		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,400 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 1118025,125

Fy 1588468,875

Fy* 989887,075

dy (Fy/K*) 1,421

Q* SLV 1,289 Spostamento di risposta SLV 1.832 Capacita' di spostamento SLV 2,750 PGA,SLV 0,198 TR,SLV 2020 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,534	Q* SLO 0,274 Spostamento di risposta SLO 0.389 Capacita' di spostamento SLO 1,750 PGA,SLO 0,135 TR,SLO 640 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 2,965	Q* SLD 0,392 Spostamento di risposta SLD 0.557 Capacita' di spostamento SLD 2,250 PGA,SLD 0,166 TR,SLD 1190 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,099
---	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 2,750 TR 2475 anni PGA 0,198

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,750 TR 640 anni PGA 0,135

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,250 TR 1190 anni PGA 0,166

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 64 anni PGA 0,050

Rottura a taglio: capacita' 0,750 TR 116 anni PGA 0,067

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 2,500 TR 1569 anni PGA 0,182

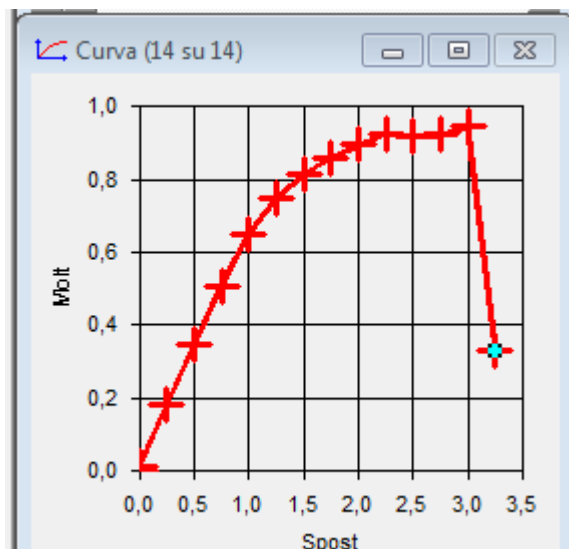
Rottura fuori piano: capacita' 0,250 TR 26 anni PGA 0,029

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 3,311 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 5 gruppo 2

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	0	20991		0	0	
2	0	318200		0.25	0.25	0.673
3	0	613603		0.5	0.5	0.669
4	0	898893		0.75	0.75	0.646
5	0	1146815		1	1	0.561
6	0	1320724		1.25	1.25	0.394
7	0	1440428		1.5	1.5	0.271
8	0	1518657		1.75	1.75	0.177
9	0	1582252		2	2	0.144
10	0	1634677		2.25	2.25	0.119
11	0	1623021		2.5	2.5	-0.026
12	0	1632484		2.75	2.75	0.021
13	0	1669355		3	3	0.083
14	0	583760		3.25	3.25	-2.458

Punti (14° di 14)						
	Uy	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	0.012	0.000			0.0
2	0.250	0.180	0.250	0.673		0.0
3	0.500	0.347	0.500	0.669		0.0
4	0.750	0.509	0.750	0.646		0.0
5	1.000	0.649	1.000	0.561		0.0
6	1.250	0.748	1.250	0.394		0.0
7	1.500	0.815	1.500	0.271		0.0
8	1.750	0.860	1.750	0.177		0.0
9	2.000	0.896	2.000	0.144		0.0
10	2.250	0.925	2.250	0.119		0.0
11	2.500	0.919	2.500	-0.026		0.0
12	2.750	0.924	2.750	0.021		0.0
13	3.000	0.945	3.000	0.083		0.0
14	3.250	0.330	3.250	-2.458		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,390 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 1173424,625

Fy 1562516,375

Fy* 973714,325

dy (Fy/K*) 1,332

Q* SLV 1,343 Spostamento di risposta SLV 1.789 Capacita' di spostamento SLV 2,000 PGA,SLV 0,153 TR,SLV 931 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,116	Q* SLO 0,285 Spostamento di risposta SLO 0.38 Capacita' di spostamento SLO 1,500 PGA,SLO 0,122 TR,SLO 478 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 2,631	Q* SLD 0,408 Spostamento di risposta SLD 0.544 Capacita' di spostamento SLD 1,750 PGA,SLD 0,137 TR,SLD 677 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 2,459
--	---	--

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 2,000 TR 931 anni PGA 0,153

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,500 TR 478 anni PGA 0,122

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 1,750 TR 677 anni PGA 0,137

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 66 anni PGA 0,051

Rottura a taglio: capacita' 0,750 TR 130 anni PGA 0,071

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 2,250 TR 1264 anni PGA 0,169

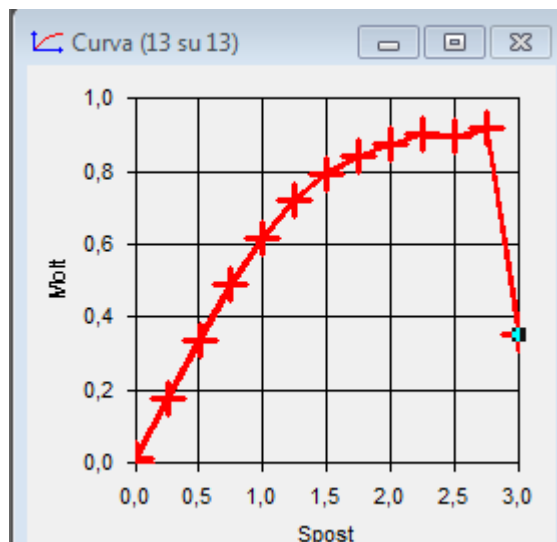
Rottura fuori piano: capacita' 0,250 TR 28 anni PGA 0,031

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 3,077 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 6 gruppo 2

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	0	20314		0	0	
2	0	307866		0.25	0.25	0.651
3	0	592990		0.5	0.5	0.646
4	0	865070		0.75	0.75	0.616
5	0	1093002		1	1	0.516
6	0	1275767		1.25	1.25	0.414
7	0	1406210		1.5	1.5	0.295
8	0	1486471		1.75	1.75	0.182
9	0	1547234		2	2	0.138
10	0	1593599		2.25	2.25	0.105
11	0	1583236		2.5	2.5	-0.023
12	0	1621906		2.75	2.75	0.088
13	0	624908		3	3	-2.258

Punti (13° di 13)						
	Uy	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	0.012	0.000			0.0
2	0.250	0.174	0.250	0.651		0.0
3	0.500	0.336	0.500	0.646		0.0
4	0.750	0.490	0.750	0.616		0.0
5	1.000	0.619	1.000	0.516		0.0
6	1.250	0.722	1.250	0.414		0.0
7	1.500	0.796	1.500	0.295		0.0
8	1.750	0.842	1.750	0.182		0.0
9	2.000	0.876	2.000	0.138		0.0
10	2.250	0.902	2.250	0.105		0.0
11	2.500	0.896	2.500	-0.023		0.0
12	2.750	0.918	2.750	0.088		0.0
13	3.000	0.354	3.000	-2.258		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,400 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 1120440,250

Fy 1518104,250

Fy* 946037,911

dy (Fy/K*) 1,355

<p>Q* SLV 1,351</p> <p>Spostamento di risposta SLV 1.83</p> <p>Capacita' di spostamento SLV 2,500</p> <p>PGA,SLV 0,182</p> <p>TR,SLV 1576 anni</p> <p>$(TR,SLV/TR,SLV,RIF)^{.41}$ 1,385</p>	<p>Q* SLO 0,287</p> <p>Spostamento di risposta SLO 0.389</p> <p>Capacita' di spostamento SLO 1,500</p> <p>PGA,SLO 0,119</p> <p>TR,SLO 448 anni</p> <p>$(TR,SLO/TR,SLO,RIF)^{.41}$ 2,562</p>	<p>Q* SLD 0,411</p> <p>Spostamento di risposta SLD 0.557</p> <p>Capacita' di spostamento SLD 2,000</p> <p>PGA,SLD 0,150</p> <p>TR,SLD 884 anni</p> <p>$(TR,SLD/TR,SLD,RIF)^{.41}$ 2,743</p>
--	--	--

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 2,500 TR 1576 anni PGA 0,182

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,500 TR 448 anni PGA 0,119

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,000 TR 884 anni PGA 0,150

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 64 anni PGA 0,050

Rottura a taglio: capacita' 0,750 TR 134 anni PGA 0,072

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 2,750 TR 2031 anni PGA 0,198

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 2,250 TR 1192 anni PGA 0,166

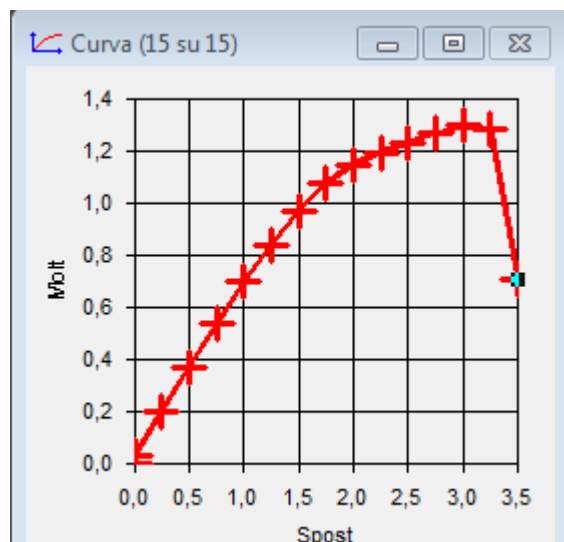
Rottura fuori piano: capacita' 0,000 TR 1 anni PGA 0,001

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 2,831 TR 2198 anni PGA 0,203

combinazione n. 7 gruppo 2

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	49545	0	0		0	
2	355313	0	0.25		0.25	0.692
3	659522	0	0.5		0.5	0.689
4	955838	0	0.75		0.75	0.671
5	1233806	0	1		1	0.629
6	1490038	0	1.25		1.25	0.58
7	1723551	0	1.5		1.5	0.529
8	1909189	0	1.75		1.75	0.42
9	2035908	0	2		2	0.287
10	2116241	0	2.25		2.25	0.182
11	2184698	0	2.5		2.5	0.155
12	2244814	0	2.75		2.75	0.136
13	2297556	0	3		3	0.119
14	2278325	0	3.25		3.25	-0.044
15	1257451	0	3.5		3.5	-2.312

Punti (15° di 15)						
	Ux	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	0.028	0.000			0.0
2	0.250	0.201	0.250	0.692		0.0
3	0.500	0.373	0.500	0.689		0.0
4	0.750	0.541	0.750	0.671		0.0
5	1.000	0.698	1.000	0.629		0.0
6	1.250	0.844	1.250	0.580		0.0
7	1.500	0.976	1.500	0.529		0.0
8	1.750	1.081	1.750	0.420		0.0
9	2.000	1.153	2.000	0.287		0.0
10	2.250	1.198	2.250	0.182		0.0
11	2.500	1.237	2.500	0.155		0.0
12	2.750	1.271	2.750	0.136		0.0
13	3.000	1.301	3.000	0.119		0.0
14	3.250	1.290	3.250	-0.044		0.0
15	3.500	0.712	3.500	-2.312		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,385 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 1207960,250

Fy 2168893,000

Fy* 1351590,316

dy (Fy/K*) 1,796

Q* SLV 0,982 Spostamento di risposta SLV 1.763 Capacita' di spostamento SLV 3,358 PGA,SLV 0,211 TR,SLV 2475 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,667	Q* SLO 0,208 Spostamento di risposta SLO 0.374 Capacita' di spostamento SLO 2,000 PGA,SLO 0,155 TR,SLO 963 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 3,506	Q* SLD 0,299 Spostamento di risposta SLD 0.536 Capacita' di spostamento SLD 2,500 PGA,SLD 0,188 TR,SLD 1735 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,617
---	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 2,000 TR 963 anni PGA 0,155

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,500 TR 1735 anni PGA 0,188

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 49 anni PGA 0,044

Rottura a taglio: capacita' 1,250 TR 340 anni PGA 0,107

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 2,750 TR 2238 anni PGA 0,204

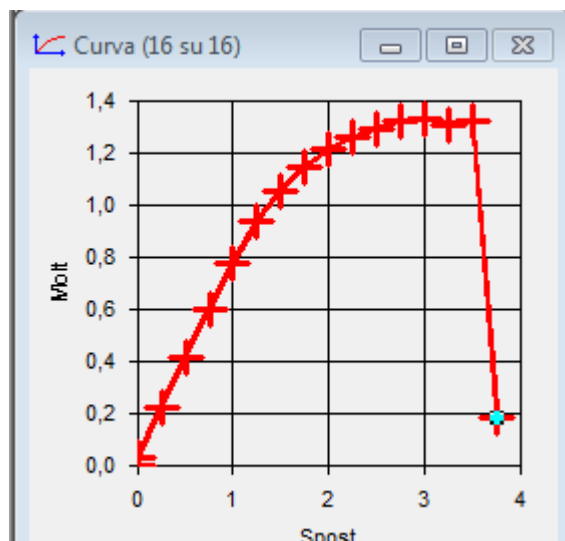
Rottura fuori piano: capacita' 0,500 TR 49 anni PGA 0,044

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 3,358 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 8 gruppo 2

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	55539	0	0		0	
2	398204	0	0.25		0.25	0.776
3	738841	0	0.5		0.5	0.771
4	1070212	0	0.75		0.75	0.75
5	1380304	0	1		1	0.702
6	1660491	0	1.25		1.25	0.634
7	1862445	0	1.5		1.5	0.457
8	2028089	0	1.75		1.75	0.375
9	2154744	0	2		2	0.287
10	2234999	0	2.25		2.25	0.182
11	2292706	0	2.5		2.5	0.131
12	2339851	0	2.75		2.75	0.107
13	2354960	0	3		3	0.034
14	2319876	0	3.25		3.25	-0.079
15	2346481	0	3.5		3.5	0.06
16	322903	0	3.75		3.75	-4.582

Punti (16° di 16)						
	Ux	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	0.031	0.000			0.0
2	0.250	0.225	0.250	0.776		0.0
3	0.500	0.418	0.500	0.771		0.0
4	0.750	0.606	0.750	0.750		0.0
5	1.000	0.781	1.000	0.702		0.0
6	1.250	0.940	1.250	0.634		0.0
7	1.500	1.054	1.500	0.457		0.0
8	1.750	1.148	1.750	0.375		0.0
9	2.000	1.220	2.000	0.287		0.0
10	2.250	1.265	2.250	0.182		0.0
11	2.500	1.298	2.500	0.131		0.0
12	2.750	1.325	2.750	0.107		0.0
13	3.000	1.333	3.000	0.034		0.0
14	3.250	1.313	3.250	-0.079		0.0
15	3.500	1.328	3.500	0.060		0.0
16	3.750	0.183	3.750	-4.582		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,361 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 1372951,500

Fy 2241922,000

Fy* 1397099,841

dy (Fy/K*) 1,633

Q* SLV 1,013 Spostamento di risposta SLV 1.653 Capacita' di spostamento SLV 3,557 PGA,SLV 0,211 TR,SLV 2475 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,667	Q* SLO 0,215 Spostamento di risposta SLO 0.351 Capacita' di spostamento SLO 2,000 PGA,SLO 0,164 TR,SLO 1142 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 3,760	Q* SLD 0,308 Spostamento di risposta SLD 0.503 Capacita' di spostamento SLD 2,500 PGA,SLD 0,199 TR,SLD 2064 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,884
---	---	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 2,000 TR 1142 anni PGA 0,164

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,500 TR 2064 anni PGA 0,199

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,250 TR 30 anni PGA 0,033

Rottura a taglio: capacita' 1,000 TR 252 anni PGA 0,095

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 1,750 TR 817 anni PGA 0,146

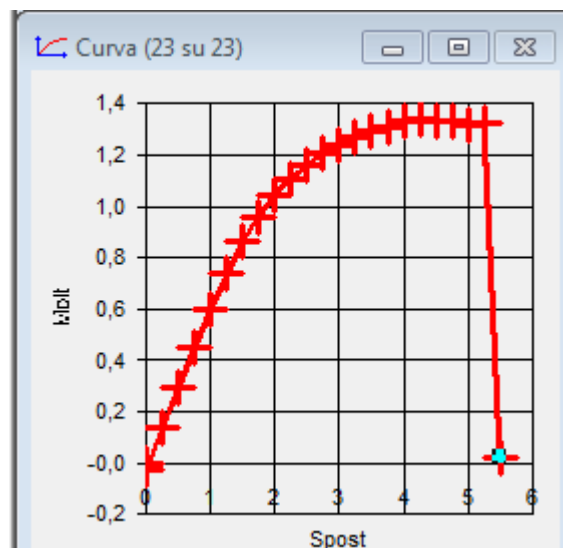
Rottura fuori piano: capacita' 0,500 TR 74 anni PGA 0,054

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 3,557 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 1 gruppo 1

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	46066	0	0	0	0	
2	-238952	0	0.25	0.25	0.25	0.645
3	-522661	0	0.5	0.5	0.5	0.642
4	-798975	0	0.75	0.75	0.75	0.626
5	-1059976	0	1	1	1	0.591
6	-1302637	0	1.25	1.25	1.25	0.55
7	-1524255	0	1.5	1.5	1.5	0.502
8	-1695842	0	1.75	1.75	1.75	0.389
9	-1843008	0	2	2	2	0.333
10	-1958849	0	2.25	2.25	2.25	0.262
11	-2056148	0	2.5	2.5	2.5	0.22
12	-2130948	0	2.75	2.75	2.75	0.169
13	-2192118	0	3	3	3	0.139
14	-2242960	0	3.25	3.25	3.25	0.115
15	-2284033	0	3.5	3.5	3.5	0.093
16	-2320571	0	3.75	3.75	3.75	0.083
17	-2350370	0	4	4	4	0.067
18	-2370625	0	4.25	4.25	4.25	0.046
19	-2360150	0	4.5	4.5	4.5	-0.024
20	-2355216	0	4.75	4.75	4.75	-0.011
21	-2321652	0	5	5	5	-0.076
22	-2343703	0	5.25	5.25	5.25	0.05
23	-40306	0	5.5	5.5	5.5	-5.216

Punti (23° di 23)						
	Ux	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Er
6	1.250	0.737	1.250	0.550	0.0	0.0
7	1.500	0.863	1.500	0.502	0.0	0.0
8	1.750	0.960	1.750	0.389	0.0	0.0
9	2.000	1.043	2.000	0.333	0.0	0.0
10	2.250	1.109	2.250	0.262	0.0	0.0
11	2.500	1.164	2.500	0.220	0.0	0.0
12	2.750	1.206	2.750	0.169	0.0	0.0
13	3.000	1.241	3.000	0.139	0.0	0.0
14	3.250	1.270	3.250	0.115	0.0	0.0
15	3.500	1.293	3.500	0.093	0.0	0.0
16	3.750	1.314	3.750	0.083	0.0	0.0
17	4.000	1.331	4.000	0.067	0.0	0.0
18	4.250	1.342	4.250	0.046	0.0	0.0
19	4.500	1.336	4.500	-0.024	0.0	0.0
20	4.750	1.333	4.750	-0.011	0.0	0.0
21	5.000	1.314	5.000	-0.076	0.0	0.0
22	5.250	1.327	5.250	0.050	0.0	0.0
23	5.500	0.023	5.500	-5.216	0.0	0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,417 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 1026931,688

Fy 2228388,000

Fy* 1388665,850

dy (Fy/K*) 2,170

Q* SLV 0,881 Spostamento di risposta SLV 1.911 Capacita' di spostamento SLV 5,250 PGA,SLV 0,211 TR,SLV 2475 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,667	Q* SLO 0,187 Spostamento di risposta SLO 0.406 Capacita' di spostamento SLO 1,750 PGA,SLO 0,130 TR,SLO 577 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 2,842	Q* SLD 0,268 Spostamento di risposta SLD 0.582 Capacita' di spostamento SLD 3,000 PGA,SLD 0,206 TR,SLD 2279 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 4,045
---	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 5,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 5,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 5,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 5,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,750 TR 577 anni PGA 0,130

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 3,000 TR 2279 anni PGA 0,206

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 60 anni PGA 0,048

Rottura a taglio: capacita' 0,750 TR 116 anni PGA 0,067

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 2,750 TR 1798 anni PGA 0,190

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 2,250 TR 1080 anni PGA 0,161

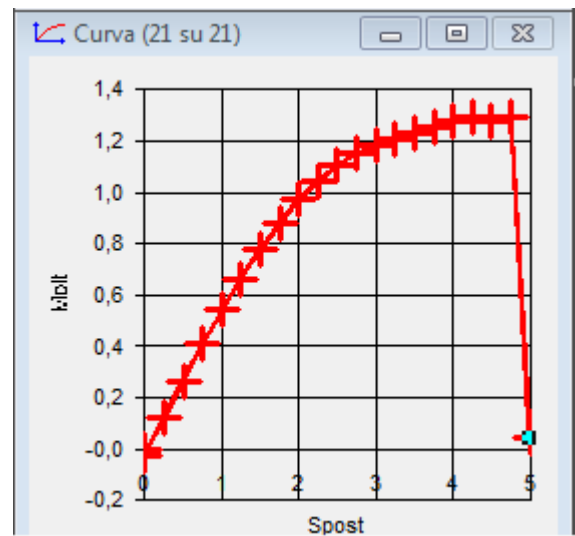
Rottura fuori piano: capacita' 0,250 TR 26 anni PGA 0,029

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 5,250 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 2 gruppo 1

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	41518	0	0	0	0	
2	-215378	0	0.25	0.25	0.25	0.582
3	-471169	0	0.5	0.5	0.5	0.579
4	-720522	0	0.75	0.75	0.75	0.565
5	-956146	0	1	1	1	0.534
6	-1175294	0	1.25	1.25	1.25	0.496
7	-1376390	0	1.5	1.5	1.5	0.455
8	-1556572	0	1.75	1.75	1.75	0.408
9	-1716542	0	2	2	2	0.362
10	-1845291	0	2.25	2.25	2.25	0.292
11	-1960011	0	2.5	2.5	2.5	0.26
12	-2039827	0	2.75	2.75	2.75	0.181
13	-2087401	0	3	3	3	0.108
14	-2139421	0	3.25	3.25	3.25	0.118
15	-2181782	0	3.5	3.5	3.5	0.096
16	-2220793	0	3.75	3.75	3.75	0.088
17	-2255710	0	4	4	4	0.079
18	-2285764	0	4.25	4.25	4.25	0.068
19	-2254515	0	4.5	4.5	4.5	-0.071
20	-2284663	0	4.75	4.75	4.75	0.068
21	-73491	0	5	5	5	-5.007

Punti (21° di 21)						
	Ux	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Er
4	0.750	0.408	0.750	0.565	0.0	0.0
5	1.000	0.541	1.000	0.534	0.0	0.0
6	1.250	0.665	1.250	0.496	0.0	0.0
7	1.500	0.779	1.500	0.455	0.0	0.0
8	1.750	0.881	1.750	0.408	0.0	0.0
9	2.000	0.972	2.000	0.362	0.0	0.0
10	2.250	1.045	2.250	0.292	0.0	0.0
11	2.500	1.110	2.500	0.260	0.0	0.0
12	2.750	1.155	2.750	0.181	0.0	0.0
13	3.000	1.182	3.000	0.108	0.0	0.0
14	3.250	1.211	3.250	0.118	0.0	0.0
15	3.500	1.235	3.500	0.096	0.0	0.0
16	3.750	1.257	3.750	0.088	0.0	0.0
17	4.000	1.277	4.000	0.079	0.0	0.0
18	4.250	1.294	4.250	0.068	0.0	0.0
19	4.500	1.276	4.500	-0.071	0.0	0.0
20	4.750	1.293	4.750	0.068	0.0	0.0
21	5.000	0.042	5.000	-5.007	0.0	0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,441 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 918057,750

Fy 2130332,000

Fy* 1327560,235

dy (Fy/K*) 2,320

Q* SLV 0,871 Spostamento di risposta SLV 2.022 Capacita' di spostamento SLV 4,750 PGA,SLV 0,211 TR,SLV 2475 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,667	Q* SLO 0,185 Spostamento di risposta SLO 0.429 Capacita' di spostamento SLO 1,750 PGA,SLO 0,125 TR,SLO 506 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 2,693	Q* SLD 0,265 Spostamento di risposta SLD 0.615 Capacita' di spostamento SLD 2,750 PGA,SLD 0,181 TR,SLD 1557 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,460
---	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 5,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 5,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 5,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 5,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,750 TR 506 anni PGA 0,125

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,750 TR 1557 anni PGA 0,181

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 56 anni PGA 0,047

Rottura a taglio: capacita' 0,750 TR 104 anni PGA 0,063

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 4,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

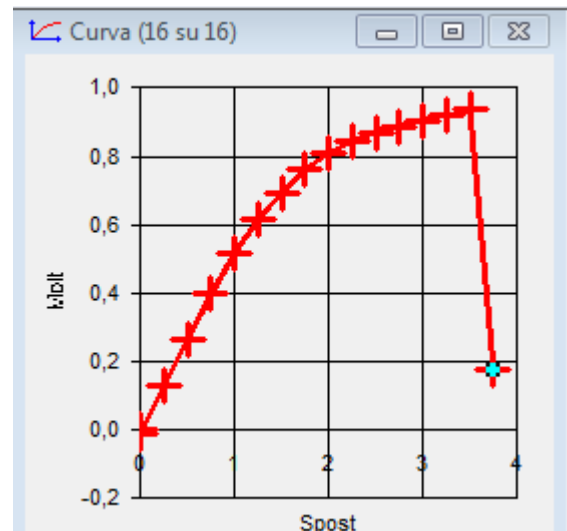
Rottura fuori piano: capacita' 0,250 TR 24 anni PGA 0,027

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 4,750 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 3 gruppo 1

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	0	17326	0	0	0	
2	0	-227561	0.25	0.25	0.555	
3	0	-469735	0.5	0.5	0.548	
4	0	-701031	0.75	0.75	0.524	
5	0	-913570	1	1	0.481	
6	0	-1086267	1.25	1.25	0.391	
7	0	-1227058	1.5	1.5	0.319	
8	0	-1347206	1.75	1.75	0.272	
9	0	-1432648	2	2	0.193	
10	0	-1491269	2.25	2.25	0.133	
11	0	-1536194	2.5	2.5	0.102	
12	0	-1567512	2.75	2.75	0.071	
13	0	-1597543	3	3	0.068	
14	0	-1627142	3.25	3.25	0.067	
15	0	-1653797	3.5	3.5	0.06	
16	0	-311606	3.75	3.75	-3.039	

Punti (16° di 16)						
	Uy	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	-0.010	0.000			0.0
2	0.250	0.129	0.250	0.555		0.0
3	0.500	0.266	0.500	0.548		0.0
4	0.750	0.397	0.750	0.524		0.0
5	1.000	0.517	1.000	0.481		0.0
6	1.250	0.615	1.250	0.391		0.0
7	1.500	0.695	1.500	0.319		0.0
8	1.750	0.763	1.750	0.272		0.0
9	2.000	0.811	2.000	0.193		0.0
10	2.250	0.844	2.250	0.133		0.0
11	2.500	0.870	2.500	0.102		0.0
12	2.750	0.887	2.750	0.071		0.0
13	3.000	0.904	3.000	0.068		0.0
14	3.250	0.921	3.250	0.067		0.0
15	3.500	0.936	3.500	0.060		0.0
16	3.750	0.176	3.750	-3.039		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8
 Fattore di partecipazione modale 1,605
 Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,448 s
 K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 890782,500
 Fy 1514877,875
 Fy* 944027,329
 dy (Fy/K*) 1,701

Q* SLV 1,207 Spostamento di risposta SLV 2.053 Capacita' di spostamento SLV 3,500 PGA,SLV 0,211 TR,SLV 2475 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,667	Q* SLO 0,256 Spostamento di risposta SLO 0.436 Capacita' di spostamento SLO 1,750 PGA,SLO 0,123 TR,SLO 487 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 2,651	Q* SLD 0,367 Spostamento di risposta SLD 0.624 Capacita' di spostamento SLD 2,500 PGA,SLD 0,164 TR,SLD 1160 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,066
---	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211
 Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211
 Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211
 Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211
 Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,750 TR 487 anni PGA 0,123
 Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,500 TR 1160 anni PGA 0,164

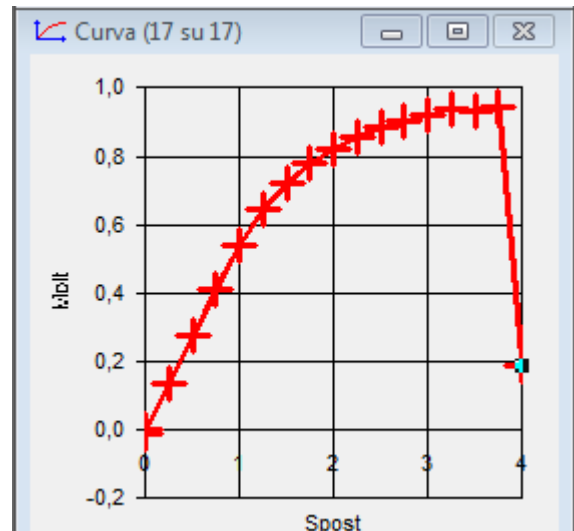
Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 54 anni PGA 0,046
 Rottura a taglio: capacita' 1,000 TR 170 anni PGA 0,080
 Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211
 Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211
 Rottura fuori piano: capacita' 0,250 TR 24 anni PGA 0,027
 Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 3,562 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 4 gruppo 1

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	0	17826		0	0	
2	0	-234068		0.25	0.25	0.57
3	0	-483894		0.5	0.5	0.566
4	0	-724975		0.75	0.75	0.546
5	0	-949145		1	1	0.508
6	0	-1139778		1.25	1.25	0.432
7	0	-1277285		1.5	1.5	0.311
8	0	-1378397		1.75	1.75	0.229
9	0	-1453404		2	2	0.17
10	0	-1514934		2.25	2.25	0.139
11	0	-1560169		2.5	2.5	0.102
12	0	-1591961		2.75	2.75	0.072
13	0	-1624772		3	3	0.074
14	0	-1657022		3.25	3.25	0.073
15	0	-1642417		3.5	3.5	-0.033
16	0	-1671495		3.75	3.75	0.066
17	0	-331101		4	4	-3.035

Punti (17 di 17)						
	Uy	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	-0.010	0.000			0.0
2	0.250	0.133	0.250	0.570		0.0
3	0.500	0.274	0.500	0.566		0.0
4	0.750	0.410	0.750	0.546		0.0
5	1.000	0.537	1.000	0.508		0.0
6	1.250	0.645	1.250	0.432		0.0
7	1.500	0.723	1.500	0.311		0.0
8	1.750	0.780	1.750	0.229		0.0
9	2.000	0.823	2.000	0.170		0.0
10	2.250	0.858	2.250	0.139		0.0
11	2.500	0.883	2.500	0.102		0.0
12	2.750	0.901	2.750	0.072		0.0
13	3.000	0.920	3.000	0.074		0.0
14	3.250	0.938	3.250	0.073		0.0
15	3.500	0.930	3.500	-0.033		0.0
16	3.750	0.946	3.750	0.066		0.0
17	4.000	0.187	4.000	-3.035		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8
 Fattore di partecipazione modale 1,605
 Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,437 s
 K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 936856,688
 Fy 1544461,250
 Fy* 962462,818
 dy (Fy/K*) 1,649

Q* SLV 1,214 Spostamento di risposta SLV 2.001 Capacita' di spostamento SLV 3,000 PGA,SLV 0,197 TR,SLV 2014 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,532	Q* SLO 0,258 Spostamento di risposta SLO 0.425 Capacita' di spostamento SLO 2,250 PGA,SLO 0,154 TR,SLO 943 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 3,476	Q* SLD 0,369 Spostamento di risposta SLD 0.609 Capacita' di spostamento SLD 2,750 PGA,SLD 0,183 TR,SLD 1600 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,499
---	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 3,000 TR 2014 anni PGA 0,197
 Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 4,000 TR 2475 anni PGA 0,211
 Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 4,000 TR 2475 anni PGA 0,211
 Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 4,000 TR 2475 anni PGA 0,211
 Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 2,250 TR 943 anni PGA 0,154
 Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,750 TR 1600 anni PGA 0,183

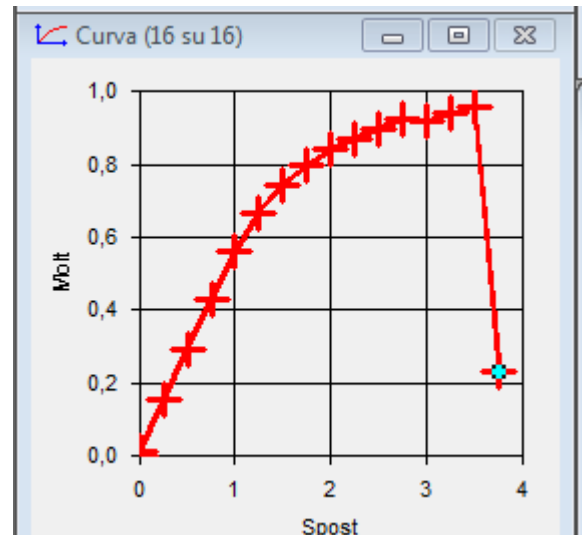
Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 56 anni PGA 0,047
 Rottura a taglio: capacita' 1,000 TR 178 anni PGA 0,082
 Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,250 TR 2475 anni PGA 0,211
 Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 3,250 TR 2475 anni PGA 0,211
 Rottura fuori piano: capacita' 0,250 TR 24 anni PGA 0,027
 Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 3,812 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 5 gruppo 1

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	0	17826		0	0	
2	0	270023		0.25	0.25	0.571
3	0	520294		0.5	0.5	0.567
4	0	763904		0.75	0.75	0.552
5	0	990425		1	1	0.513
6	0	1181692		1.25	1.25	0.433
7	0	1313285		1.5	1.5	0.298
8	0	1411690		1.75	1.75	0.223
9	0	1484629		2	2	0.165
10	0	1540712		2.25	2.25	0.127
11	0	1590141		2.5	2.5	0.112
12	0	1634867		2.75	2.75	0.101
13	0	1625427		3	3	-0.021
14	0	1659812		3.25	3.25	0.078
15	0	1692278		3.5	3.5	0.074
16	0	410258		3.75	3.75	-2.903

Punti (16° di 16)						
	Uy	Molt	Spst	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	0.010	0.000			0.0
2	0.250	0.153	0.250	0.571		0.0
3	0.500	0.295	0.500	0.567		0.0
4	0.750	0.432	0.750	0.552		0.0
5	1.000	0.561	1.000	0.513		0.0
6	1.250	0.669	1.250	0.433		0.0
7	1.500	0.743	1.500	0.298		0.0
8	1.750	0.799	1.750	0.223		0.0
9	2.000	0.840	2.000	0.165		0.0
10	2.250	0.872	2.250	0.127		0.0
11	2.500	0.900	2.500	0.112		0.0
12	2.750	0.926	2.750	0.101		0.0
13	3.000	0.920	3.000	-0.021		0.0
14	3.250	0.940	3.250	0.078		0.0
15	3.500	0.958	3.500	0.074		0.0
16	3.750	0.232	3.750	-2.903		0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,427 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 983309,938

Fy 1556895,875

Fy* 970211,711

dy (Fy/K*) 1,583

Q* SLV 1,234 Spostamento di risposta SLV 1.954 Capacita' di spostamento SLV 2,250 PGA,SLV 0,157 TR,SLV 1001 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,150	Q* SLO 0,262 Spostamento di risposta SLO 0.415 Capacita' di spostamento SLO 1,750 PGA,SLO 0,128 TR,SLO 546 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 2,778	Q* SLD 0,375 Spostamento di risposta SLD 0.594 Capacita' di spostamento SLD 2,250 PGA,SLD 0,157 TR,SLD 1001 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 2,887
---	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 2,250 TR 1001 anni PGA 0,157

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,750 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,750 TR 546 anni PGA 0,128

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,250 TR 1001 anni PGA 0,157

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 58 anni PGA 0,048

Rottura a taglio: capacita' 0,750 TR 114 anni PGA 0,066

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 2,750 TR 1704 anni PGA 0,187

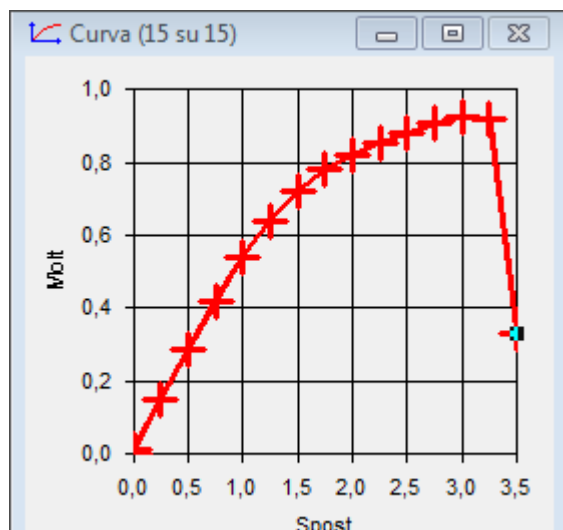
Rottura fuori piano: capacita' 0,250 TR 24 anni PGA 0,027

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 3,566 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 6 gruppo 1

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	0	17326		0	0	
2	0	262440		0.25	0.25	0.555
3	0	505111		0.5	0.5	0.55
4	0	739337		0.75	0.75	0.53
5	0	958218		1	1	0.496
6	0	1133633		1.25	1.25	0.397
7	0	1276734		1.5	1.5	0.324
8	0	1380819		1.75	1.75	0.236
9	0	1449835		2	2	0.156
10	0	1510383		2.25	2.25	0.137
11	0	1557974		2.5	2.5	0.108
12	0	1600881		2.75	2.75	0.097
13	0	1636387		3	3	0.08
14	0	1624200		3.25	3.25	-0.028
15	0	580605		3.5	3.5	-2.363

Punti (15° di 15)						
	Uy	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Err %
1	0.000	0.010	0.000			0.0
2	0.250	0.149	0.250	0.555	>	0.0
3	0.500	0.286	0.500	0.550	>	0.0
4	0.750	0.419	0.750	0.530	>	0.0
5	1.000	0.542	1.000	0.496	>	0.0
6	1.250	0.642	1.250	0.397	>	0.0
7	1.500	0.723	1.500	0.324	>	0.0
8	1.750	0.782	1.750	0.236	>	0.0
9	2.000	0.821	2.000	0.156	>	0.0
10	2.250	0.855	2.250	0.137	>	0.0
11	2.500	0.882	2.500	0.108	>	0.0
12	2.750	0.906	2.750	0.097	>	0.0
13	3.000	0.926	3.000	0.080	>	0.0
14	3.250	0.920	3.250	-0.028	>	0.0
15	3.500	0.329	3.500	-2.363	>	0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,434 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 949865,125

Fy 1512021,750

Fy* 942247,476

dy (Fy/K*) 1,592

Q* SLV 1,249 Spostamento di risposta SLV 1.988 Capacita' di spostamento SLV 3,000 PGA,SLV 0,199 TR,SLV 2048 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,542	Q* SLO 0,265 Spostamento di risposta SLO 0.422 Capacita' di spostamento SLO 1,750 PGA,SLO 0,126 TR,SLO 526 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 2,736	Q* SLD 0,380 Spostamento di risposta SLD 0.605 Capacita' di spostamento SLD 2,250 PGA,SLD 0,154 TR,SLD 959 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 2,836
---	--	--

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 3,000 TR 2048 anni PGA 0,199

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,750 TR 526 anni PGA 0,126

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,250 TR 959 anni PGA 0,154

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,500 TR 58 anni PGA 0,048

Rottura a taglio: capacita' 0,750 TR 108 anni PGA 0,065

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 3,000 TR 2048 anni PGA 0,199

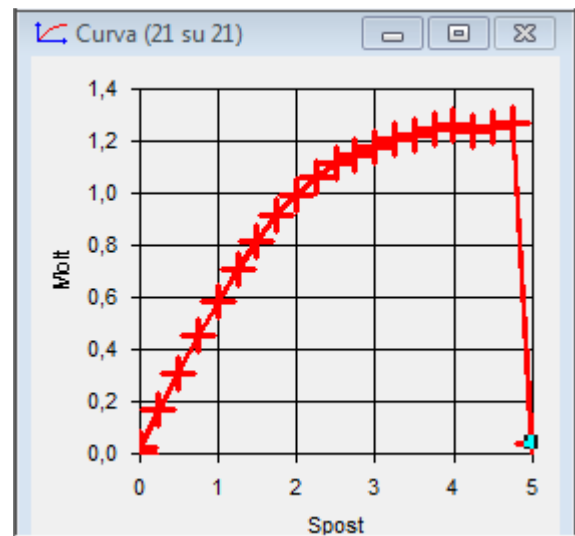
Rottura fuori piano: capacita' 0,000 TR 1 anni PGA 0,001

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 3,325 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 7 gruppo 1

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	41518	0	0		0	
2	297554	0	0.25		0.25	0.58
3	551224	0	0.5		0.5	0.574
4	797988	0	0.75		0.75	0.559
5	1031398	0	1		1	0.529
6	1247901	0	1.25		1.25	0.49
7	1446163	0	1.5		1.5	0.449
8	1620115	0	1.75		1.75	0.394
9	1754824	0	2		2	0.305
10	1880391	0	2.25		2.25	0.284
11	1969580	0	2.5		2.5	0.202
12	2035230	0	2.75		2.75	0.149
13	2089385	0	3		3	0.123
14	2133572	0	3.25		3.25	0.1
15	2172153	0	3.5		3.5	0.087
16	2206453	0	3.75		3.75	0.078
17	2237042	0	4		4	0.069
18	2193948	0	4.25		4.25	-0.098
19	2217943	0	4.5		4.5	0.054
20	2241625	0	4.75		4.75	0.054
21	70837	0	5		5	-4.916

Punti (21° di 21)	Ux	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Er
4	0.750	0.452	0.750	0.559	0.0	0.0
5	1.000	0.584	1.000	0.529	0.0	0.0
6	1.250	0.706	1.250	0.490	0.0	0.0
7	1.500	0.819	1.500	0.449	0.0	0.0
8	1.750	0.917	1.750	0.394	0.0	0.0
9	2.000	0.993	2.000	0.305	0.0	0.0
10	2.250	1.065	2.250	0.284	0.0	0.0
11	2.500	1.115	2.500	0.202	0.0	0.0
12	2.750	1.152	2.750	0.149	0.0	0.0
13	3.000	1.183	3.000	0.123	0.0	0.0
14	3.250	1.208	3.250	0.100	0.0	0.0
15	3.500	1.230	3.500	0.087	0.0	0.0
16	3.750	1.249	3.750	0.078	0.0	0.0
17	4.000	1.266	4.000	0.069	0.0	0.0
18	4.250	1.242	4.250	-0.098	0.0	0.0
19	4.500	1.256	4.500	0.054	0.0	0.0
20	4.750	1.269	4.750	0.054	0.0	0.0
21	5.000	0.040	5.000	-4.916	0.0	0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,427 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 980012,000

Fy 2116094,500

Fy* 1318687,844

dy (Fy/K*) 2,159

Q* SLV 0,906 Spostamento di risposta SLV 1.957 Capacita' di spostamento SLV 4,750 PGA,SLV 0,211 TR,SLV 2475 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,667	Q* SLO 0,192 Spostamento di risposta SLO 0.415 Capacita' di spostamento SLO 1,750 PGA,SLO 0,129 TR,SLO 554 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 2,795	Q* SLD 0,276 Spostamento di risposta SLD 0.595 Capacita' di spostamento SLD 2,750 PGA,SLD 0,187 TR,SLD 1700 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,587
---	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 5,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 5,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 5,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 5,000 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,750 TR 554 anni PGA 0,129

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,750 TR 1700 anni PGA 0,187

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,250 TR 24 anni PGA 0,027

Rottura a taglio: capacita' 1,000 TR 184 anni PGA 0,084

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 3,500 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 2,000 TR 748 anni PGA 0,142

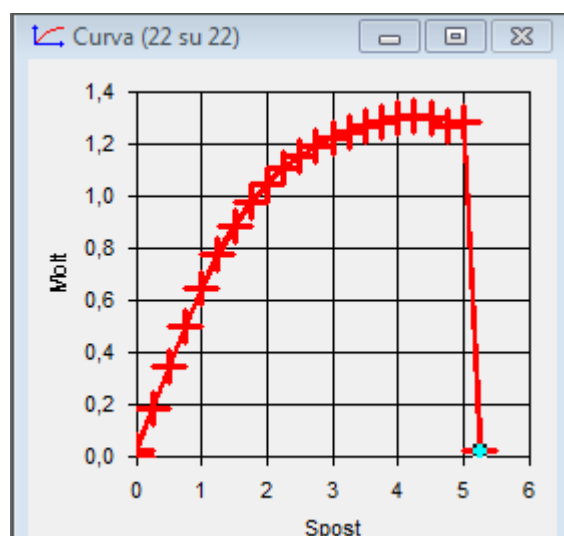
Rottura fuori piano: capacita' 0,500 TR 58 anni PGA 0,048

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 4,750 TR 2475 anni PGA 0,211

combinazione n. 8 gruppo 1

step	forza X	forza Y	spostamento imposto	spostamento imposto	spostamento	pendenza curva
1	46066	0	0	0	0	
2	330060	0	0.25	0.25	0.25	0.643
3	611060	0	0.5	0.5	0.5	0.636
4	883931	0	0.75	0.75	0.75	0.618
5	1141143	0	1	1	1	0.582
6	1377051	0	1.25	1.25	1.25	0.534
7	1567991	0	1.5	1.5	1.5	0.432
8	1726458	0	1.75	1.75	1.75	0.359
9	1849799	0	2	2	2	0.279
10	1955725	0	2.25	2.25	2.25	0.24
11	2042555	0	2.5	2.5	2.5	0.197
12	2113090	0	2.75	2.75	2.75	0.16
13	2168707	0	3	3	3	0.126
14	2209135	0	3.25	3.25	3.25	0.092
15	2249206	0	3.5	3.5	3.5	0.091
16	2274772	0	3.75	3.75	3.75	0.058
17	2297595	0	4	4	4	0.052
18	2317911	0	4.25	4.25	4.25	0.046
19	2300396	0	4.5	4.5	4.5	-0.04
20	2251116	0	4.75	4.75	4.75	-0.112
21	2274444	0	5	5	5	0.053
22	37251	0	5.25	5.25	5.25	-5.066

Punti (22° di 22)	Ux	Molt	Spost	Molt/S	Pbm	Er
5	1.000	0.646	1.000	0.582	0.0	0.0
6	1.250	0.780	1.250	0.534	0.0	0.0
7	1.500	0.888	1.500	0.432	0.0	0.0
8	1.750	0.977	1.750	0.359	0.0	0.0
9	2.000	1.047	2.000	0.279	0.0	0.0
10	2.250	1.107	2.250	0.240	0.0	0.0
11	2.500	1.156	2.500	0.197	0.0	0.0
12	2.750	1.196	2.750	0.160	0.0	0.0
13	3.000	1.228	3.000	0.126	0.0	0.0
14	3.250	1.251	3.250	0.092	0.0	0.0
15	3.500	1.273	3.500	0.091	0.0	0.0
16	3.750	1.288	3.750	0.058	0.0	0.0
17	4.000	1.301	4.000	0.052	0.0	0.0
18	4.250	1.312	4.250	0.046	0.0	0.0
19	4.500	1.302	4.500	-0.040	0.0	0.0
20	4.750	1.274	4.750	-0.112	0.0	0.0
21	5.000	1.288	5.000	0.053	0.0	0.0
22	5.250	0.021	5.250	-5.066	0.0	0.0



Somma(Mi*Fi) 4531,8

Fattore di partecipazione modale 1,605

Periodo di vibrazione dell'oscillatore bilineare equivalente 0,404 s

K* (rigidezza dell'oscillatore bilineare) 1096862,500

Fy 2178836,500

Fy* 1357786,813

dy (Fy/K*) 1,986

Q* SLV 0,931 Spostamento di risposta SLV 1.85 Capacita' di spostamento SLV 5,000 PGA,SLV 0,211 TR,SLV 2475 anni (TR,SLV/TR,SLV,RIF)^.41 1,667	Q* SLO 0,198 Spostamento di risposta SLO 0.393 Capacita' di spostamento SLO 1,500 PGA,SLO 0,118 TR,SLO 436 anni (TR,SLO/TR,SLO,RIF)^.41 2,534	Q* SLD 0,283 Spostamento di risposta SLD 0.563 Capacita' di spostamento SLD 2,500 PGA,SLD 0,180 TR,SLD 1534 anni (TR,SLD/TR,SLD,RIF)^.41 3,439
--	--	---

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' per i vari stati limite

Rottura dei pannelli parete in c.a.: capacita' 5,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda di esercizio: capacita' 5,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Rottura dei pannelli parete in c.a. per rotazione alla corda SLV: capacita' 5,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento della resistenza delle fondazioni: capacita' 5,250 TR 2475 anni PGA 0,211

Superamento dello spostamento di interpiano SLO: capacita' 1,500 TR 436 anni PGA 0,118

Superamento dello spostamento di interpiano SLD: capacita' 2,500 TR 1534 anni PGA 0,180

Capacita' in termini di spostamento e vulnerabilita' relative alle murature

Rottura a pressoflessione: capacita' 0,000 TR 1 anni PGA 0,001

Rottura a taglio: capacita' 1,000 TR 202 anni PGA 0,087

Superamento dello spostamento relativo della pressoflessione: capacita' 2,250 TR 1166 anni PGA 0,165

Superamento dello spostamento relativo del taglio: capacita' 1,500 TR 436 anni PGA 0,118

Rottura fuori piano: capacita' 0,500 TR 64 anni PGA 0,050

Spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima: capacita' 5,000 TR 2475 anni PGA 0,211

C2.3. Verifica della nuova parete c.a.

Di seguito si riportano le verifiche della nuova parete c.a. soggetta alle sollecitazioni corrispondenti agli spostamenti di risposta.

Parete fra le coordinate in pianta (13855;242) (13855;1179)
da quota -100 a quota 1810
Valori in daN, cm
C25/30_fessurato: rck 300
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
2058	o	50	30	2.4	2.4	3.5	3.5	14.502	5 Gr.1	-1168	31035	-16938	-450061

Verifica dei pannelli

Verifica eseguita con comportamento non dissipativo

Le condizioni sismiche sono state moltiplicate per i rispettivi fattori di struttura

fcd	fctd	Hcr	q.Hcr	hw	Lw	n.p.	hs
141	12	533	433	1776	631	3	493

Verifica a pressoflessione

quota	Mxd	Myd	Ned	Ngrav.	NReale	c.s.	comb
-60	90579	-50381590	-264033	-264033	-264033	5.1912	5 Gr.1
-60	96643	-51283670	-262276	-262276	-262276	5.1044	5 Gr.2
215	-14461	-23530830	-250096	-250096	-250096	7.7956	5 Gr.1
215	-15818	-20656320	-245703	-245703	-245703	8.3086	5 Gr.2
490	-119572	3265577	-236353	-236353	-236353	11.9368	5 Gr.1
490	-127391	9160683	-231945	-231945	-231945	12.1637	5 Gr.2
515	130109	-5428463	-172478	-172478	-172478	16.3575	5 Gr.1
515	124858	-96183	-165117	-165117	-165117	17.0867	5 Gr.2
721	-19341	-3420491	-145109	-145109	-145109	16.0811	5 Gr.1
721	-17169	-214167	-138097	-138097	-138097	16.8976	5 Gr.2
927	-164837	902104	-128729	-128729	-128729	20.2588	5 Gr.1
927	-158617	2642305	-122791	-122791	-122791	21.2386	5 Gr.2
953	79136	-5521358	-73825	-73825	-73825	30.1561	6 Gr.1
953	84708	-3829115	-68387	-68387	-68387	34.4498	6 Gr.2
1160	-1344	-1536302	-59430	-59430	-59430	39.2646	5 Gr.1
1160	-147	-772427	-55837	-55837	-55837	41.7911	5 Gr.2
1366	-290045	-2051646	-44417	-44417	-44417	35.3990	2 Gr.1
1366	-233897	-1851646	-43731	-43731	-43731	40.1181	2 Gr.2
1390	211669	-750302	-13369	-13369	-13369	52.5328	8 Gr.1
1390	161344	-658770	-13330	-13330	-13330	75.1660	8 Gr.2
1531	112643	316251	-5403	-5403	-5403	44.8946	7 Gr.1
1531	85579	348767	-5537	-5537	-5537	74.5660	7 Gr.2
1673	11572	971171	399	399	399	50.6179	7 Gr.1
1673	7862	902317	186	186	186	57.5292	7 Gr.2

Controllo dello sforzo normale massimo

quota	Ned	Nmax(7.4.4.5.2.1)	c.s.	comb
-60	-264033	-2671023	10.1162	5 Gr.1
-60	-262276	-2671023	10.1840	5 Gr.2
215	-250096	-2671023	10.6800	5 Gr.1
215	-245703	-2671023	10.8710	5 Gr.2
490	-236353	-2671023	11.3010	5 Gr.1
490	-231945	-2671023	11.5158	5 Gr.2
515	-172478	-2671023	15.4862	5 Gr.1
515	-165117	-2671023	16.1765	5 Gr.2
721	-145109	-2671023	18.4071	5 Gr.1
721	-138097	-2671023	19.3417	5 Gr.2
927	-128729	-2671023	20.7492	5 Gr.1
927	-122791	-2671023	21.7527	5 Gr.2
953	-76875	-2671023	34.7452	5 Gr.1
953	-70894	-2671023	37.6763	5 Gr.2
1160	-59430	-2671023	44.9438	5 Gr.1
1160	-55837	-2671023	47.8357	5 Gr.2
1366	-45987	-2671023	58.0821	6 Gr.1
1366	-45721	-2671023	58.4200	4 Gr.2
1390	-17991	-2671023	148.4650	6 Gr.1
1390	-17382	-2671023	153.6694	4 Gr.2
1531	-10835	-2671023	246.5110	5 Gr.1
1531	-11409	-2671023	234.1253	4 Gr.2
1673	-3461	-2671023	771.7739	4 Gr.1
1673	-4151	-2671023	643.3958	4 Gr.2

Verifica compressione del diagonale

quota	epsilon	VEd	VrEd	comb
-60	1.00	-97543	587011	5 Gr.1
-60	1.00	-109245	586660	5 Gr.2
215	1.00	-97470	584224	5 Gr.1
215	1.00	-108405	583345	5 Gr.2
490	1.00	-97478	581475	5 Gr.1
490	1.00	-108416	580594	5 Gr.2
515	1.00	-36822	568700	5 Gr.1
515	1.00	-25546	567228	5 Gr.2
721	1.00	36627	549586	4 Gr.1
721	1.00	24872	551886	4 Gr.2
927	1.00	46861	550622	4 Gr.1
927	1.00	33115	552417	4 Gr.2
953	1.00	-27636	549580	5 Gr.1
953	1.00	-16433	548383	5 Gr.2
1160	1.00	24911	542205	4 Gr.1
1160	1.00	17471	543229	4 Gr.2
1366	1.00	33940	542729	4 Gr.1
1366	1.00	24564	543349	4 Gr.2
1390	1.00	6725	536237	3 Gr.1
1390	1.00	3962	536718	3 Gr.2
1531	1.00	8861	535213	3 Gr.1
1531	1.00	5687	535604	3 Gr.2
1673	1.00	8254	534674	3 Gr.1
1673	1.00	5649	534741	3 Gr.2

Verifica trazione del diagonale

quota	alfaS	At	roh	rov	MEd	NEd	VEd	VRsd	comb
-60	0.00	120.4	0.0023	0.0064	-50381590	-264033	-97543	137915	5 Gr.1
-60	0.00	120.4	0.0023	0.0064	-51283670	-262276	-109245	137915	5 Gr.2
215	0.00	50.3	0.0026	0.0027	-23530830	-250096	-97470	155166	5 Gr.1
215	0.00	50.3	0.0026	0.0027	-20656320	-245703	-108405	155166	5 Gr.2
490	0.00	174.9	0.0026	0.0092	3265577	-236353	-97478	155166	5 Gr.1
490	0.00	174.9	0.0026	0.0092	9160683	-231945	-108416	155166	5 Gr.2
515	0.00	174.9	0.0026	0.0092	-5428463	-172478	-36822	155166	5 Gr.1
515	0.00	174.9	0.0026	0.0092	-96183	-165117	-25546	155166	5 Gr.2
721	0.00	50.3	0.0026	0.0027	1551364	-76907	36627	155166	4 Gr.1
721	0.00	50.3	0.0026	0.0027	-1777502	-88407	24872	155166	4 Gr.2
927	0.00	120.4	0.0026	0.0064	-2138514	-82089	46861	155166	4 Gr.1
927	0.00	120.4	0.0026	0.0064	-3637577	-91063	33115	155166	4 Gr.2
953	0.00	120.4	0.0026	0.0064	-4688839	-76875	-27636	155166	5 Gr.1
953	0.00	120.4	0.0026	0.0064	-2460385	-70894	-16433	155166	5 Gr.2
1160	0.00	50.3	0.0026	0.0027	-281925	-40003	24911	155166	4 Gr.1
1160	0.00	50.3	0.0026	0.0027	-1983290	-45120	17471	155166	4 Gr.2
1366	0.00	120.4	0.0026	0.0064	-2307318	-42621	33940	155166	4 Gr.1
1366	0.00	120.4	0.0026	0.0064	-2856941	-45721	24564	155166	4 Gr.2
1390	0.00	120.4	0.0026	0.0064	386602	-10163	6725	155166	3 Gr.1
1390	0.00	120.4	0.0026	0.0064	-318070	-12568	3962	155166	3 Gr.2
1531	0.00	50.3	0.0026	0.0027	310722	-5044	8861	155166	3 Gr.1
1531	0.00	50.3	0.0026	0.0027	-113123	-6997	5687	155166	3 Gr.2
1673	0.00	50.3	0.0026	0.0027	57006	-2345	8254	155166	3 Gr.1
1673	0.00	50.3	0.0026	0.0027	27753	-2680	5649	155166	3 Gr.2

Verifica per scorrimento a taglio

quota	Somma(Asj)	csi	MEd	VEd	Vdd	Vid	Vfd	Vrd,s	comb
-60	120.39	0.64	-50381590	-97543	116289	0	343110	459399	5 Gr.1
-60	120.39	0.48	43930260	85406	116289	0	234961	351250	4 Gr.2

C2.4. Conclusioni sull'analisi pushover

In tutte le curve di pushover le capacità di spostamento SLV, SLD e SLO sono superiori alle rispettive domande e pertanto l'edificio risulta globalmente adeguato nei confronti delle azioni sismiche.

In direzione Y, parallela al braccio minore dell'

In direzione X, parallela al lato maggiore dell'edificio, lo spostamento massimo che si registra a seguito dello sviluppo delle curve di pushover è pari a 5,25 cm, valore da considerare per il dimensionamento del giunto sismico.

C3. Analisi dinamica modale per le verifiche a pressoflessione fuori piano

C3.1. Preferenze di analisi

Metodo di analisi	D.M. 14-01-08 (N.T.C.)	
Tipo di costruzione	2	
Vn	50	
Classe d'uso	III	
Vr	75	
Tipo di analisi	Lineare dinamica	
Località	Trieste - Latitudine (deg) 45,6416°; Longitudine (deg) 13,7967° (N 45° 38' 30"; E 13° 47' 48") ED50	
Classe di duttilità	CD"B"	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello "0" sismico	-60	[cm]
Regolarità in pianta	No	
Regolarità in elevazione	No	
Edificio C.A.	Si	
Tipologia C.A.	Strutture a telaio $q_0=3.0 \cdot \alpha_U/\alpha_{f1}$	
α_U/α_{f1} C.A.	Strutture a telaio di un piano $\alpha_U/\alpha_{f1}=(1.0+1.1)/2$	
Edificio muratura	Si	
Tipologia muratura	Costruzioni in muratura ordinaria	
α_U/α_{f1} muratura	Costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_U/\alpha_{f1}=1.8$	
Edificio esistente	Si	
Altezza costruzione	1874	[cm]
C1	0.05	
T1	0.45	[s]
Lambda SLO	0.85	
Lambda SLD	0.85	
Lambda SLV	0.85	
Numero modi	6	
Metodo di Ritz	applicato	
Torsione accidentale semplificata	No	
Torsione accidentale per piani (livelli e falde) flessibili	Si	
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazione"	13	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazione"	16	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 1"	212.9	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 1"	171.8	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 2"	212.9	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 2"	171.8	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 3"	212.9	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 3"	171.8	[cm]
Limite spostamenti interpiano	0.003	
Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default	1	
Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default	1	
Fattore di struttura per sisma X	2.25	
Fattore di struttura per sisma Y	2.25	
Fattore di struttura per sisma Z	1.5	
Applica 1% (§ 3.1.1)	No	

Ai sensi del §C8.7.1.2 della Circolare esplicativa delle NTC 2008, si considera cautelativamente un rapporto $\alpha_U/\alpha_1 = 1.5$. Tenendo conto che l'edificio non è regolare in altezza, il fattore di struttura impiegato nell'analisi lineare per le verifiche di pressoflessione fuori piano è pertanto pari a:

$$q = 1,5 \times \alpha_U/\alpha_1 = 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

C4. Risultati analisi dinamica modale

Risposta modale

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.987254

Traslazione Y: 0.994837

Traslazione Z: 0

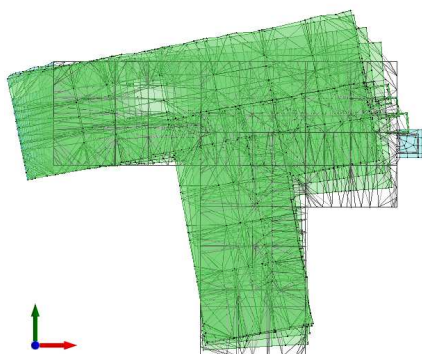
Rotazione X: 0.994559

Rotazione Y: 0.995011

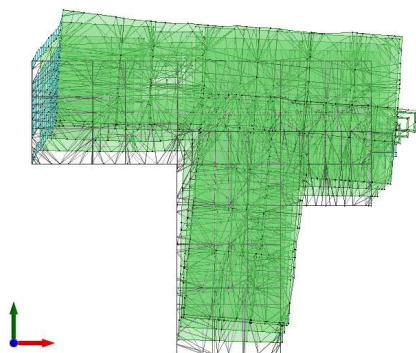
Rotazione Z: 0.995051

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
1	0.31984567	0.30909996	0.285482815	0	0.318649713	0.364273862	0.342258334
2	0.307814108	0.257270729	0.557710166	0	0.639551528	0.308057146	0.520197485
3	0.233643028	0.269934925	0.027966679	0	0.034613793	0.322075237	0.01115596
4	0.103851624	0.022144329	0.079935327	0	0.000229911	0.000368864	0.077291108
5	0.093663153	0.103989986	0.028077087	0	0.0011219	0.000099056	0.029539179
6	0.072425092	0.02481403	0.015664848	0	0.000391789	0.000136747	0.014609036

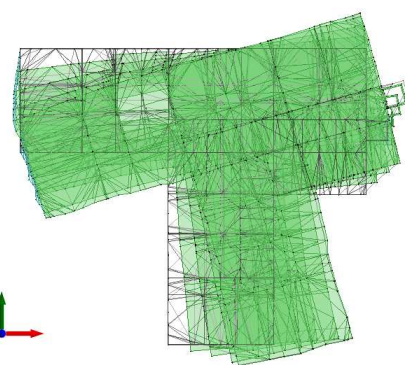
deformata 1° modo



deformata 2° modo



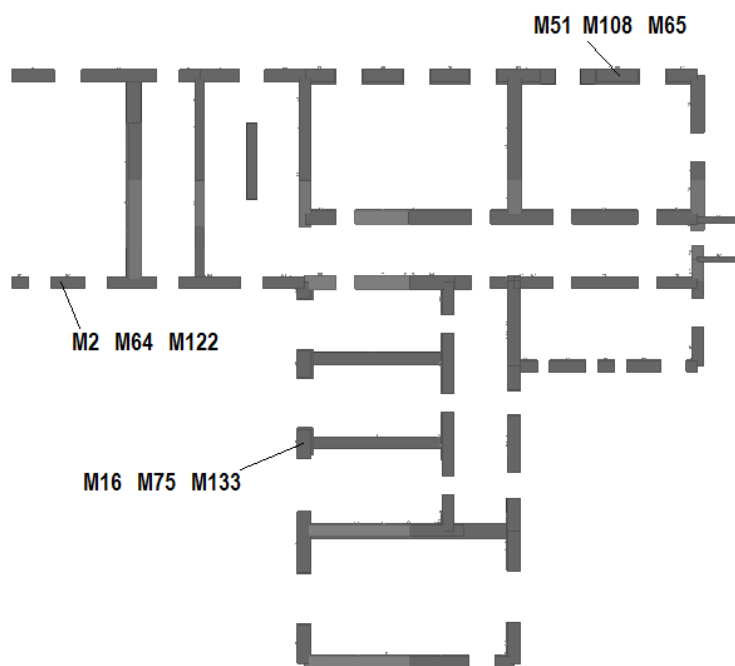
deformata 3° modo



C5. Verifiche a pressoflessione fuori piano per azioni sismiche

Di seguito si riportano le verifiche fuori piano dei maschi murari da analisi dinamica modale con fattore di struttura.

Si riportano esclusivamente i tabulati relativi ai maschi murari maggiormente significativi.



Maschio 51

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
17181.1	1448.7	17526.1	1448.7	L1	L2	345	90	550	582.5	582.5	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

quota 211.3 Ta 0.05 Wa 0.2 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.	
SLV 1	35	0.2	22	-225838	172335	7678103	44.55	
SLV 2	35	0.2	21.74	-223096	172335	7614668	44.19	
SLV 3	35	0.2	22.67	-232677	172335	7833092	45.45	
SLV 4	35	0.2	22.4	-229934	172335	7771484	45.1	
SLV 5	35	0.2	20.34	-208740	172335	7270653	42.19	
SLV 6	35	0.2	20.04	-205662	172335	7194286	41.75	
SLV 7	35	0.2	22.56	-231535	172335	7807538	45.3	
SLV 8	35	0.2	22.26	-228458	172335	7738007	44.9	
SLV 9	35	0.2	19.56	-200779	172335	7071232	41.03	
SLV 10	35	0.2	19.26	-197701	172335	6992478	40.57	
SLV 11	35	0.2	21.78	-223574	172335	7625798	44.25	
SLV 12	35	0.2	21.48	-220497	172335	7553880	43.83	
SLV 13	35	0.2	19.42	-199302	172335	7033560	40.81	
SLV 14	35	0.2	19.15	-196559	172335	6963034	40.4	
SLV 15	35	0.2	20.08	-206141	172335	7206230	41.82	
SLV 16	35	0.2	19.82	-203398	172335	7137531	41.42	

Maschio 108

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
17266.1	1448.7	17526.1	1448.7	L2	L3	260	90	412	437.5	437.5	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

quota 721.3 Ta 0.03 Wa 0.2 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.	
SLV 1	35	0.25	17.96	-138932	90133	5004236	55.52	
SLV 2	35	0.25	17.65	-136505	90133	4938230	54.79	
SLV 3	35	0.25	18.5	-143121	90133	5116353	56.76	
SLV 4	35	0.25	18.19	-140694	90133	5051661	56.05	
SLV 5	35	0.25	16.09	-124425	90133	4598374	51.02	
SLV 6	35	0.25	15.73	-121701	90133	4519139	50.14	
SLV 7	35	0.25	17.89	-138387	90133	4989464	55.36	
SLV 8	35	0.25	17.54	-135663	90133	4915146	54.53	
SLV 9	35	0.25	15	-116051	90133	4351730	48.28	
SLV 10	35	0.25	14.65	-113328	90133	4269547	47.37	
SLV 11	35	0.25	16.81	-130013	90133	4757934	52.79	
SLV 12	35	0.25	16.46	-127289	90133	4680667	51.93	
SLV 13	35	0.25	14.35	-111021	90133	4199187	46.59	
SLV 14	35	0.25	14.04	-108594	90133	4124423	45.76	
SLV 15	35	0.25	14.89	-115209	90133	4326419	48	
SLV 16	35	0.25	14.58	-112782	90133	4252969	47.19	

Maschio 165

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
17519.6	1454.7	17275.6	1454.7	L3	L4	244	78	413	438	438	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

quota 1159 Ta 0.03 Wa 0.17 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.	
SLV 1	35	0.3	7.9	-57332	90386	2009492	22.23	
SLV 2	35	0.3	7.72	-56063	90386	1969935	21.79	
SLV 3	35	0.3	8.24	-59791	90386	2085567	23.07	
SLV 4	35	0.3	8.06	-58523	90386	2046439	22.64	
SLV 5	35	0.3	6.78	-49241	90386	1753364	19.4	
SLV 6	35	0.3	6.59	-47818	90386	1707370	18.89	
SLV 7	35	0.3	7.91	-57439	90386	2012844	22.27	
SLV 8	35	0.3	7.72	-56016	90386	1968458	21.78	
SLV 9	35	0.3	6.16	-44700	90386	1605632	17.76	
SLV 10	35	0.3	5.96	-43276	90386	1558747	17.25	
SLV 11	35	0.3	7.29	-52898	90386	1870242	20.69	
SLV 12	35	0.3	7.09	-51474	90386	1824965	20.19	
SLV 13	35	0.3	5.81	-42193	90386	1522876	16.85	
SLV 14	35	0.3	5.64	-40924	90386	1480673	16.38	
SLV 15	35	0.3	6.15	-44652	90386	1604081	17.75	
SLV 16	35	0.3	5.98	-43384	90386	1562308	17.28	

Maschio 16

Maschio considerato membratura sismica secondaria

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	l	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
15569.6	-608.8	15569.6	-770.3	L1	L2	161.5	90	550	582.5	582.5	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)
Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)
quota 211.3 Ta 0.05 Wa 0.2 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.	
SLV 1	35	0.2	17.05	-81939	80681	2988616	37.04	
SLV 2	35	0.2	17.35	-83349	80681	3027820	37.53	
SLV 3	35	0.2	17.65	-84824	80681	3068384	38.03	
SLV 4	35	0.2	17.95	-86234	80681	3106740	38.51	
SLV 5	35	0.2	14.06	-67538	80681	2564563	31.79	
SLV 6	35	0.2	14.38	-69120	80681	2613272	32.39	
SLV 7	35	0.2	16.06	-77155	80681	2852539	35.36	
SLV 8	35	0.2	16.39	-78737	80681	2898081	35.92	
SLV 9	35	0.2	12.1	-58153	80681	2264993	28.07	
SLV 10	35	0.2	12.43	-59735	80681	2316793	28.72	
SLV 11	35	0.2	14.1	-67770	80681	2571752	31.88	
SLV 12	35	0.2	14.43	-69353	80681	2620385	32.48	
SLV 13	35	0.2	10.54	-50656	80681	2012524	24.94	
SLV 14	35	0.2	10.84	-52067	80681	2060908	25.54	
SLV 15	35	0.2	11.14	-53542	80681	2111074	26.17	
SLV 16	35	0.2	11.44	-54952	80681	2158611	26.75	

Maschio 75

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	l	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
15569.6	-608.8	15569.6	-770.3	L2	L3	161.5	90	412	437.5	437.5	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)
Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)
quota 721.3 Ta 0.03 Wa 0.2 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.	
SLV 1	35	0.25	23.36	-112233	55992	3739776	66.79	
SLV 2	35	0.25	23.39	-112385	55992	3743067	66.85	
SLV 3	35	0.25	23.28	-111847	55992	3731416	66.64	
SLV 4	35	0.25	23.31	-111999	55992	3734720	66.7	
SLV 5	35	0.25	23.34	-112163	55992	3738258	66.76	
SLV 6	35	0.25	23.38	-112334	55992	3741954	66.83	
SLV 7	35	0.25	23.07	-110878	55992	3710253	66.26	
SLV 8	35	0.25	23.11	-111048	55992	3713995	66.33	
SLV 9	35	0.25	23.25	-111725	55992	3728760	66.59	
SLV 10	35	0.25	23.29	-111896	55992	3732471	66.66	
SLV 11	35	0.25	22.98	-110440	55992	3700637	66.09	
SLV 12	35	0.25	23.02	-110611	55992	3704395	66.16	
SLV 13	35	0.25	23.05	-110774	55992	3707980	66.22	
SLV 14	35	0.25	23.08	-110926	55992	3711318	66.28	
SLV 15	35	0.25	22.97	-110388	55992	3699503	66.07	
SLV 16	35	0.25	23	-110541	55992	3702853	66.13	

Maschio 133

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	l	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
15564.6	-791.7	15564.6	-618.7	L3	L4	173	80	413	438	438	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)
Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)
quota 1159 Ta 0.03 Wa 0.18 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.	
SLV 1	35	0.3	9.19	-47271	65582	1673731	25.52	
SLV 2	35	0.3	9.21	-47411	65582	1678063	25.59	
SLV 3	35	0.3	9.13	-46973	65582	1664540	25.38	
SLV 4	35	0.3	9.15	-47113	65582	1668881	25.45	
SLV 5	35	0.3	9.2	-47346	65582	1676065	25.56	
SLV 6	35	0.3	9.23	-47504	65582	1680924	25.63	
SLV 7	35	0.3	9.01	-46353	65582	1645378	25.09	
SLV 8	35	0.3	9.04	-46511	65582	1650267	25.16	
SLV 9	35	0.3	9.16	-47121	65582	1669109	25.45	
SLV 10	35	0.3	9.19	-47278	65582	1673975	25.53	
SLV 11	35	0.3	8.96	-46127	65582	1638379	24.98	
SLV 12	35	0.3	8.99	-46285	65582	1643275	25.06	
SLV 13	35	0.3	9.04	-46518	65582	1650497	25.17	
SLV 14	35	0.3	9.07	-46659	65582	1654849	25.23	
SLV 15	35	0.3	8.98	-46220	65582	1641263	25.03	
SLV 16	35	0.3	9.01	-46361	65582	1645624	25.09	

Maschio 2

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
14103.4	1453.7	13855.1	1453.7	L1	L2	248.3	70	550	582.5	582.5	

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura a blocchi lapidei squadri LC2

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

quota 211.3 Ta 0.07 Wa 0.15 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.	
SLV 1	29	0.21	15.05	-92621	102802	2544788	24.75	
SLV 2	29	0.21	14.9	-91712	102802	2526589	24.58	
SLV 3	29	0.21	15.87	-97698	102802	2643995	25.72	
SLV 4	29	0.21	15.73	-96789	102802	2626546	25.55	
SLV 5	29	0.21	12.49	-76844	102802	2209816	21.5	
SLV 6	29	0.21	12.32	-75824	102802	2186769	21.27	
SLV 7	29	0.21	15.24	-93769	102802	2567600	24.98	
SLV 8	29	0.21	15.07	-92749	102802	2547358	24.78	
SLV 9	29	0.21	11.11	-68351	102802	2012750	19.58	
SLV 10	29	0.21	10.94	-67332	102802	1988296	19.34	
SLV 11	29	0.21	13.86	-85277	102802	2393890	23.29	
SLV 12	29	0.21	13.69	-84257	102802	2372240	23.08	
SLV 13	29	0.21	10.45	-64312	102802	1914896	18.63	
SLV 14	29	0.21	10.3	-63403	102802	1892517	18.41	
SLV 15	29	0.21	11.27	-69389	102802	2037458	19.82	
SLV 16	29	0.21	11.13	-68480	102802	2015828	19.61	

Maschio 64

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
14103.4	1453.7	13855.1	1453.7	L2	L3	248.2	70	412	437.5	437.5	

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura a blocchi lapidei squadri LC2

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

quota 721.3 Ta 0.04 Wa 0.15 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.	
SLV 1	29	0.26	9.75	-60005	69282	1807669	26.09	
SLV 2	29	0.26	9.64	-59350	69282	1791085	25.85	
SLV 3	29	0.26	10.33	-63560	69282	1896389	27.37	
SLV 4	29	0.26	10.22	-62904	69282	1880184	27.14	
SLV 5	29	0.26	7.93	-48787	69282	1514171	21.86	
SLV 6	29	0.26	7.81	-48051	69282	1494215	21.57	
SLV 7	29	0.26	9.85	-60634	69282	1823518	26.32	
SLV 8	29	0.26	9.73	-59899	69282	1804978	26.05	
SLV 9	29	0.26	6.94	-42691	69282	1346114	19.43	
SLV 10	29	0.26	6.82	-41955	69282	1325429	19.13	
SLV 11	29	0.26	8.86	-54538	69282	1667196	24.06	
SLV 12	29	0.26	8.74	-53803	69282	1647928	23.79	
SLV 13	29	0.26	6.45	-39685	69282	1261038	18.2	
SLV 14	29	0.26	6.34	-39030	69282	1242290	17.93	
SLV 15	29	0.26	7.03	-43240	69282	1361493	19.65	
SLV 16	29	0.26	6.92	-42584	69282	1343124	19.39	

Maschio 122

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
14103.4	1454.7	13855.1	1454.7	L3	L4	248.3	68	413	438	438	

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura in mattoni pieni e malta di calce LC1

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

quota 1159 Ta 0.06 Wa 0.12 denominatore 8

comb.	fd	Sa	x	N	M	Mc	c.s.	
SLV 1	13	0.33	10.33	-29077	70478	838365	11.9	
SLV 2	13	0.33	10.33	-29054	70478	837818	11.89	
SLV 3	13	0.33	11.11	-31247	70478	888878	12.61	
SLV 4	13	0.33	11.1	-31224	70478	888349	12.6	
SLV 5	13	0.33	8.4	-23632	70478	704232	9.99	
SLV 6	13	0.33	8.39	-23606	70478	703568	9.98	
SLV 7	13	0.33	10.97	-30865	70478	880100	12.49	
SLV 8	13	0.33	10.96	-30839	70478	879503	12.48	
SLV 9	13	0.33	7.51	-21133	70478	639153	9.07	
SLV 10	13	0.33	7.5	-21107	70478	638467	9.06	
SLV 11	13	0.33	10.08	-28366	70478	821446	11.66	
SLV 12	13	0.33	10.07	-28340	70478	820825	11.65	
SLV 13	13	0.33	7.37	-20748	70478	628927	8.92	
SLV 14	13	0.33	7.37	-20725	70478	628311	8.92	
SLV 15	13	0.33	8.15	-22918	70478	685864	9.73	
SLV 16	13	0.33	8.14	-22895	70478	685266	9.72	

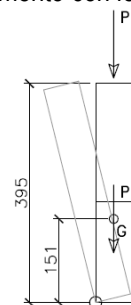
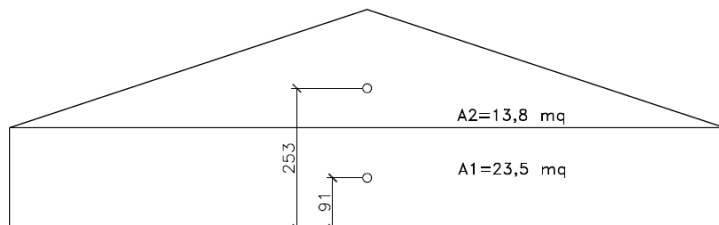
C6. Verifiche dei cinematismi

Si riportano di seguito le verifiche dei cinematismi maggiormente significativi che possono manifestarsi per le pareti esterne dell'edificio.

C6.1. Verifica a ribaltamento del timpano

Si riporta la verifica a ribaltamento del timpano della parete Sud del braccio Nord-Sud.

Si trascura a favore di sicurezza il contributo favorevole del colmo come tirante e dell'ammorsamento con le pareti ortogonali.



determinazione baricentro parete:

$$\begin{aligned} A_1 &= 23,5 \text{ m}^2 & A_2 &= 13,8 \text{ m}^2 \\ z_1 &= 91 \text{ cm} & z_2 &= 253 \text{ cm} \\ z_G &= (23,5 \times 91 + 13,8 \times 253) / (23,5 + 13,8) = 151 \text{ cm} \end{aligned}$$

determinazione reazione colmo (solo pesi propri)

$$P_1 = (25 + 80) / \cos 18^\circ \times (11,60 / 2 \times 7,21 / 2) = 2.308 \text{ daN}$$

quota di base	Q	13,9	m
area parete	A	37,3	m ²
spessore parete	t	0,65	m
volume parete	V	24,245	m ³
quota verticale baricentro	zG	1,52	m
peso specifico muratura	γ	2.200	daN/m ³

carico in sommità	P1	2308	daN
quota di applicazione P1	zP1	3,95	m
distanza P1 da filo esterno	d1	0,325	m
peso parete	P2	53.339	daN
azione tirante	T	0	daN
quota tirante	zT	0	m

moltiplicatore di collasso	α_0	0,201	
ascissa baricentro carichi vert	xR	0,325	m
ordinata baricentro carichi vert	zR	1,62	m
rotazione ultima	θ_U	11,34	°
spostamento ultimo baricentro	δ_U	0,30479	m

massa partecipante	M*	51.082	kg
frazione di massa partecipante	e*	0,917968	
quota di riferimento	Z	15,52	m

accelerazione di attivazione	a₀*/g	0,218	
accelerazione di riferimento	a _g /g	0,1398	
coefficiente amplificativo	S	1	
fattore di struttura	q	2	
altezza edificio	H	17,85	m
accelerazione sismica	a_{g,d}/g	0,161	< a₀*/g

CINEMATISMO IMPEDITO

C6.2. Verifica a ribaltamento di parete multipiano -

Verifica a ribaltamento della parete Sud del braccio Nord-Sud

Si considera nelle verifiche un cuneo di distacco con angolo di 30° che interessa i maschio murari ortogonali adiacenti alla parete. Si specifica che a favore di sicurezza il contributo delle armature dei rinforzi in rete e betoncino viene considerato esclusivamente come miglioramento delle caratteristiche della muratura stessa.

Verifica cinematica facciata muratura

ANALISI LINEARE DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO (Circ. 617 C8A.4)

M*: massa partecipante al cinematismo (C8A.4.3) [daN/(cm/s²)]

a0*: accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4) [cm/s²]

Numero di piani considerato nella valutazione di gamma in [C8A.4.10]: 3

ag = 0.14*g: accelerazione orizzontale massima

Ss = 1: fattore del suolo

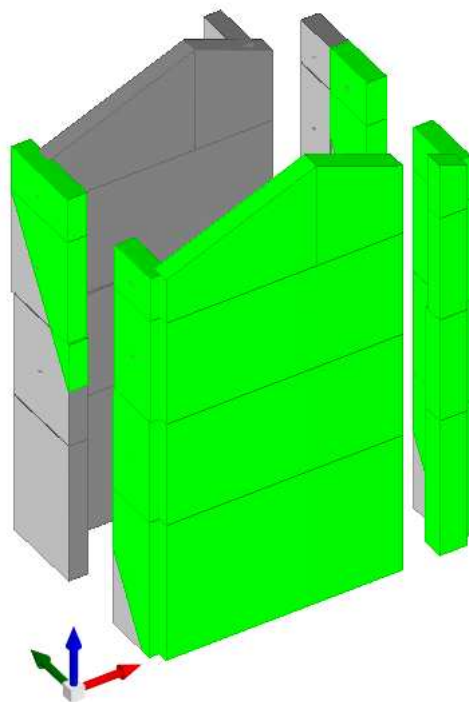
St = 1: coefficiente topografico

H = 1874 cm: altezza dell'edificio rispetto allo zero sismico

zero sismico = -60 cm: quota zero sismico

alpha = 30 deg: angolo di distacco del cuneo

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x



Legenda simboli tabelle

tipo: elemento considerato (maschio o trave di accoppiamento in muratura)

indice: indice dell'elemento

H: altezza dell'edificio [cm]

L: lunghezza dell'elemento [cm]

s: spessore dell'elemento [cm]

gamma: peso specifico [daN/cm³]

p.p.: peso proprio dell'elemento moltiplicata per il coefficiente di combinazione [daN]

carico: carico verticale agente sull'elemento [daN]

aggancio: forza di aggancio agente sul maschio [daN]

yg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio [cm]

zg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio [cm]

z: altezza rispetto allo zero sismico del baricentro delle forze peso le cui masse producono azione sismica [cm]

alfa: moltiplicatore dei carichi la cui massa produce forza sismica che attiva il meccanismo locale di collasso

e*: frazione di massa partecipante al cinematismo

aLimite: accelerazione limite SLV (C8A.4.10) [cm/s²]

CINEMATISMO n. 1 (Rotazione attorno: Fondazione)

Sistema di riferimento locale

origine = (15564.6; -2029.3; -80) [cm]

ux = (1; 0; 0)

uy = (0; 1; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	28	582.5	963.6	90	0.0022	111136	45	291.3	64458	45	582.5			
maschio	37	582.5	110.5	90	0.0022	12744	45	291.3	7391	45	582.5			
maschio	85	437.5	963.6	90	0.0022	83471	45	801.3	64458	45	1020			
maschio	94	437.5	110.5	90	0.0022	9572	45	801.3	7391	45	1020			
maschio	145	438	963.6	78	0.0022	72424	39	1239	28525	39	1458			
maschio	153	438	112	78	0.0022	8418	39	1239	3271	39	1458			
maschio	224	309	614	78	0.0022	32558	39	1620.7						
maschio	230	361.8	349.5	78	0.0022	21701	39	1641.2	2	39	1819.8			
maschio	236	208.5	112	78	0.0022	4007	39	1562.6						

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	14	0.0022	18271	144.2	343.1			
maschio	38	0.0022	18634	146.8	345.3			
maschio	73	0.0022	17558	159	801.3			
maschio	74	0.0022	2084	600.9	952.5			
maschio	95	0.0022	18172	163	801.3			
maschio	96	0.0022	1461	613.6	963.5	650	629.9	1020
maschio	131	0.0022	17335	151.4	1239			
maschio	132	0.0022	18055	699.6	1278.4			
maschio	154	0.0022	18189	160	1239			
maschio	155	0.0022	14904	685.3	1265.5			
maschio	218	0.0022	7362	151.4	1551	872	151.4	1644

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	219	0.0022	11760	750.7	1551	1393	750.7	1644
maschio	237	0.0022	7724	160	1551	938	160	1644
maschio	238	0.0022	7564	699.5	1551	961	699.5	1644

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite
900.4	0.127	590.9	0.81	113.6	77.2

CINEMATISMO n. 2 (Rotazione attorno: Piano 1)

Sistema di riferimento locale

origine = (15564.6; -2029.3; 502.5) [cm]

ux = (1; 0; 0)

uy = (0; 1; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	85	437.5	963.6	90	0.0022	83471	45	218.8	64458	45	437.5			
maschio	94	437.5	110.5	90	0.0022	9572	45	218.8	7391	45	437.5			
maschio	145	438	963.6	78	0.0022	72424	39	656.5	28525	39	875.5			
maschio	153	438	112	78	0.0022	8418	39	656.5	3271	39	875.5			
maschio	224	309	614	78	0.0022	32558	39	1038.2						
maschio	230	361.8	349.5	78	0.0022	21701	39	1058.7	2	39	1237.3			
maschio	236	208.5	112	78	0.0022	4007	39	980.1						

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	73	0.0022	12452	137.3	265.1			
maschio	95	0.0022	12612	139	266.6			
maschio	131	0.0022	17335	151.4	656.5			
maschio	132	0.0022	90	579.2	861.4			
maschio	154	0.0022	18189	160	656.5			
maschio	155	0.0022	31	585.8	867.1			
maschio	218	0.0022	7362	151.4	968.5	872	151.4	1061.5
maschio	219	0.0022	2555	616.3	989.8	511	637	1061.5
maschio	237	0.0022	7724	160	968.5	938	160	1061.5
maschio	238	0.0022	2176	622.1	992.9	494	641.9	1061.5

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite
1148.9	0.119	342.4	0.801	108.3	98.6

CINEMATISMO n. 3 (Rotazione attorno: Piano 2)

Sistema di riferimento locale

origine = (15564.6; -2029.3; 940) [cm]

ux = (1; 0; 0)

uy = (0; 1; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	145	438	963.6	78	0.0022	72424	39	219	28525	39	438			
maschio	153	438	112	78	0.0022	8418	39	219	3271	39	438			
maschio	224	309	614	78	0.0022	32558	39	600.7						
maschio	230	361.8	349.5	78	0.0022	21701	39	621.2	2	39	799.8			
maschio	236	208.5	112	78	0.0022	4007	39	542.6						

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	131	0.0022	12069	129.4	267.7			
maschio	154	0.0022	12065	132.9	270.7			
maschio	218	0.0022	7362	151.4	531	872	151.4	624
maschio	237	0.0022	7724	160	531	938	160	624

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite
1389.2	0.151	182.6	0.845	129.9	119.2

CINEMATISMO n. 4 (Rotazione attorno: Piano 3)

Sistema di riferimento locale

origine = (15564.6; -2029.3; 1378) [cm]

ux = (1; 0; 0)

uy = (0; 1; 0)

Studio d'ingegneria civile dott. ing. Mario Smrekar – Scala G.G. Winkelmann 9 34131 Trieste – Tel/Fax 040 308734 – e-mail studio.smrekar@tiscalinet.it

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	224	309	614	78	0.0022	32558	39	162.7						
maschio	230	361.8	349.5	78	0.0022	21701	39	183.2	2	39	361.8			
maschio	236	208.5	112	78	0.0022	4007	39	104.6						

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	218	0.0022	3035	90.5	111	568	112.2	186
maschio	237	0.0022	2958	90.5	111	567	112.2	186

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite
1599.6	0.278	65.2	0.978	207	137.2

Verifica a ribaltamento della parete Est del braccio Est-Ovest

Verifica cinematica facciata muratura

ANALISI LINEARE DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO (Circ. 617 C8A.4)

M*: massa partecipante al cinematismo (C8A.4.3) [daN/(cm/s²)]

a0*: accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4) [cm/s²]

Numero di piani considerato nella valutazione di gamma in [C8A.4.10]: 3

ag = 0.14*g: accelerazione orizzontale massima

Ss = 1: fattore del suolo

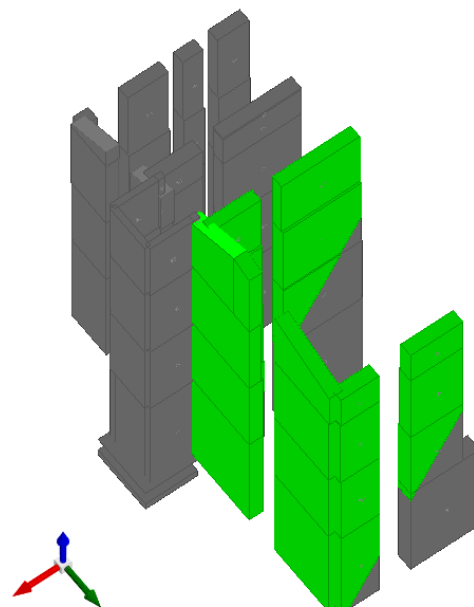
St = 1: coefficiente topografico

H = 1874 cm: altezza dell'edificio rispetto allo zero sismico

zero sismico = -60 cm: quota zero sismico

alpha = 30 deg: angolo di distacco del cuneo

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x



Legenda simboli tabelle

tipo: elemento considerato (maschio o trave di accoppiamento in muratura)

indice: indice dell'elemento

H: altezza dell'edificio [cm]

L: lunghezza dell'elemento [cm]

s: spessore dell'elemento [cm]

gamma: peso specifico [daN/cm³]

p.p.: peso proprio dell'elemento moltiplicata per il coefficiente di combinazione [daN]

carico: carico verticale agente sull'elemento [daN]

aggancio: forza di aggancio agente sul maschio [daN]

yg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio [cm]

zg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio [cm]

z: altezza rispetto allo zero sismico del baricentro delle forze peso le cui masse producono azione sismica [cm]

alfa0: moltiplicatore dei carichi la cui massa produce forza sismica che attiva il meccanismo locale di collasso

e*: frazione di massa partecipante al cinematismo

aLimite: accelerazione limite SLV (C8A.4.10) [cm/s²]

CINEMATISMO n. 1 (Rotazione attorno: Fondazione)

Sistema di riferimento locale

origine = (17903.6; 627.7; -80) [cm]

ux = (0; 1; 0)

uy = (-1; 0; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	59	582.5	323	80	0.0022	33114	40	291.3	7453	40	582.5			
maschio	60	582.5	328	80	0.0022	33627	40	291.3	11226	40	582.5			
maschio	116	437.5	323	80	0.0022	24871	40	801.3	7453	40	1020			
maschio	117	437.5	328	80	0.0022	25256	40	801.3	11226	40	1020			
maschio	169	438	327.5	78	0.0022	24615	40	1239	4931	40	1458			
maschio	170	438	334	78	0.0022	25104	40	1239	5046	40	1458			
maschio	198	411.2	102.5	78	0.0022	7232	40	1663.8						
maschio	199	253.7	334	78	0.0022	14543	40	1587.9						
maschio	216	386.4	225	78	0.0022	14919	40	1652.1						

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	49	0.0022	105	398.8	567.3	391	403.2	582.5
maschio	51	0.0022	258	390.4	560.1			
maschio	53	0.0022	18508	142.4	349.2	3571	160	582.5
maschio	55	0.0022	17895	124.5	334.2			
maschio	106	0.0022	11750	483.7	861.6	4150	529.4	1020
maschio	108	0.0022	14133	474.1	855.3			
maschio	110	0.0022	18480	160	801.3	3571	160	1020
maschio	112	0.0022	16242	133.7	801.3			
maschio	164	0.0022	26215	572.9	1248.7	5796	582.5	1458
maschio	165	0.0022	18336	506	1239			
maschio	167	0.0022	17345	160	1239	3613	160	1458
maschio	168	0.0022	13191	127.7	1239			
maschio	196	0.0022	7787	506	1551	919	506	1644
maschio	197	0.0022	5602	127.7	1551	661	127.7	1644
maschio	213	0.0022	21646	582.5	1628.4	2016	582.5	1798.8
maschio	215	0.0022	13494	160	1628.4	1256	160	1798.8

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite	
968.4	0.183	418	0.824	161.5	83.1	

CINEMATISMO n. 2 (Rotazione attorno: Piano 1)

Sistema di riferimento locale

origine = (17903.6; 627.7; 502.5) [cm]

ux = (0; 1; 0)

uy = (-1; 0; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	116	437.5	323	80	0.0022	24871	40	218.8	7453	40	437.5			
maschio	117	437.5	328	80	0.0022	25256	40	218.8	11226	40	437.5			
maschio	169	438	327.5	78	0.0022	24615	40	656.5	4931	40	875.5			
maschio	170	438	334	78	0.0022	25104	40	656.5	5046	40	875.5			
maschio	198	411.2	102.5	78	0.0022	7232	40	1081.3						
maschio	199	253.7	334	78	0.0022	14543	40	1005.4						
maschio	216	386.4	225	78	0.0022	14919	40	1069.6						

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	110	0.0022	12383	133.7	269.6	3571	160	437.5
maschio	112	0.0022	12512	120.5	258.6			
maschio	164	0.0022	5460	455.2	762.6	2943	487.7	875.5
maschio	165	0.0022	6030	451.2	759.2			
maschio	167	0.0022	17345	160	656.5	3613	160	875.5
maschio	168	0.0022	13191	127.7	656.5			
maschio	196	0.0022	7518	502.2	971	919	506	1061.5
maschio	197	0.0022	5602	127.7	968.5	661	127.7	1061.5
maschio	213	0.0022	16513	542.3	1064.8	2016	582.5	1216.3
maschio	215	0.0022	13494	160	1045.9	1256	160	1216.3

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite	
1222.9	0.206	241.6	0.817	183.6	104.9	

CINEMATISMO n. 3 (Rotazione attorno: Piano 2)

Sistema di riferimento locale

origine = (17902.6; 623.2; 940) [cm]

ux = (0; 1; 0)

uy = (-1; 0; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	169	438	327.5	78	0.0022	24615	39	219	4931	39	438			
maschio	170	438	334	78	0.0022	25104	39	219	5046	39	438			
maschio	198	411.2	102.5	78	0.0022	7232	39	643.8						
maschio	199	253.7	334	78	0.0022	14543	39	567.9						
maschio	216	386.4	225	78	0.0022	14919	39	632.1						

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	167	0.0022	11572	132.6	270.4	3613	159	438
maschio	168	0.0022	10422	115.5	256.2			

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	196	0.0022	453	401.5	592.1	208	410.7	624
maschio	197	0.0022	5602	126.7	531	661	126.7	624
maschio	213	0.0022	2746	435.2	698.7	726	458.3	778.8
maschio	215	0.0022	13494	159	608.4	1256	159	778.8

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite
1410.8	0.199	125	0.834	173.2	121

CINEMATISMO n. 4 (Rotazione attorno: Piano 3)

Sistema di riferimento locale

origine = (17902.6; 623.2; 1378) [cm]

ux = (0; 1; 0)

uy = (-1; 0; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	198	411.2	102.5	78	0.0022	7232	39	205.8						
maschio	199	253.7	334	78	0.0022	14543	39	129.9						
maschio	216	386.4	225	78	0.0022	14919	39	194.1						

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	197	0.0022	2959	90.5	111	552	112.2	186
maschio	215	0.0022	7723	119.4	211	1234	156.9	340.8

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite
1616.1	0.329	47.2	0.941	253.7	138.6

Verifica a ribaltamento della parete Noed del braccio Est-Ovest

ANALISI LINEARE DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO (Circ. 617 C8A.4)

M*: massa partecipante al cinematismo (C8A.4.3) [daN/(cm/s²)]

a0*: accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4) [cm/s²]

Numero di piani considerato nella valutazione di gamma in [C8A.4.10]: 3

ag = 0.14*g: accelerazione orizzontale massima

Ss = 1: fattore del suolo

St = 1: coefficiente topografico

H = 1874 cm: altezza dell'edificio rispetto allo zero sismico

zero sismico = -60 cm: quota zero sismico

alpha = 30 deg: angolo di distacco del cuneo

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x

Legenda simboli tabelle

tipo: elemento considerato (maschio o trave di accoppiamento in muratura)

indice: indice dell'elemento

H: altezza dell'edificio [cm]

L: lunghezza dell'elemento [cm]

s: spessore dell'elemento [cm]

gamma: peso specifico [daN/cm³]

p.p.: peso proprio dell'elemento moltiplicata per il coefficiente di combinazione [daN]

carico: carico verticale agente sull'elemento [daN]

aggancio: forza di aggancio agente sul maschio [daN]

yg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio [cm]

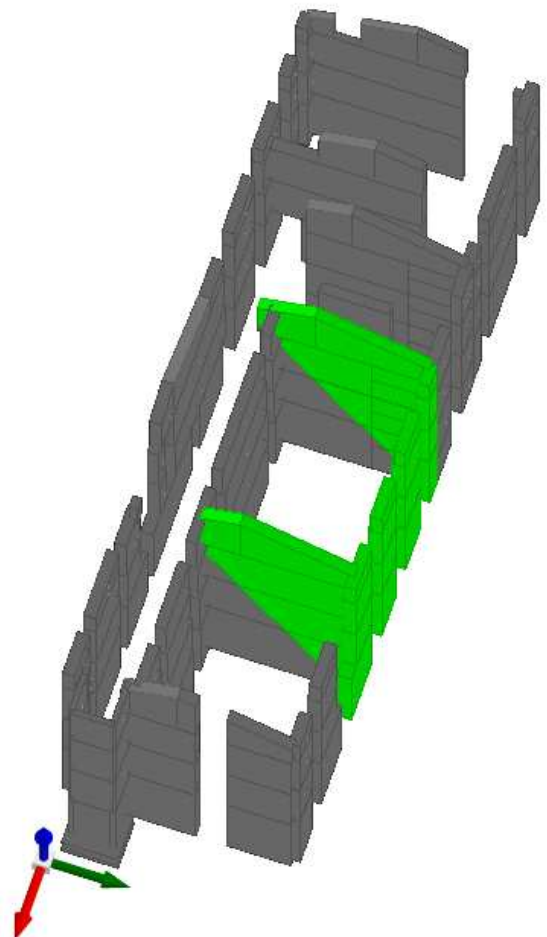
zg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio [cm]

z: altezza rispetto allo zero sismico del baricentro delle forze peso le cui masse producono azione sismica [cm]

alfa0: moltiplicatore dei carichi la cui massa produce forza sismica che attiva il meccanismo locale di collasso

e*: frazione di massa partecipante al cinematismo

aLimite: accelerazione limite SLV (C8A.4.10) [cm/s²]



CINEMATISMO n. 1 (Rotazione attorno: Fondazione)

Sistema di riferimento locale

origine = (17031.1; 1493.7; -80) [cm]

ux = (-1; 0; 0)

uy = (0; -1; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	46	582.5	345	90	0.0022	39791	45	291.3						
maschio	24	582.5	181.5	90	0.0022	20933	45	291.3						
maschio	27	582.5	245	90	0.0022	28257	45	291.3						
maschio	36	582.5	240	90	0.0022	27680	45	291.3						
maschio	83	437.5	181.5	90	0.0022	15722	45	801.3						
maschio	84	437.5	245	90	0.0022	21223	45	801.3						
maschio	93	437.5	240	90	0.0022	20790	45	801.3						
maschio	100	437.5	260	90	0.0022	22523	45	801.3						
maschio	140	438	173.5	78	0.0022	13040	39	1239						
maschio	143	438	225	78	0.0022	16911	39	1239						
maschio	152	438	220	78	0.0022	16535	39	1239						
maschio	160	438	248	78	0.0022	18640	39	1239						
maschio	191	186	173.5	78	0.0022	5538	39	1551	654	39	1644			
maschio	192	186	225	78	0.0022	7182	39	1551	848	39	1644			
maschio	193	186	220	78	0.0022	7022	39	1551	829	39	1644			
maschio	195	186	248	78	0.0022	7916	39	1551	934	39	1644			

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	19	0.0022	1564	354.1	520	3800	372.2	582.5
maschio	20	0.0022	7419	127.4	207.5	5695	165.1	338
maschio	21	0.0022	10137	179.7	461.7	10740	181.5	582.5
maschio	42	0.0022	21852	173.7	367.8	23692	235.7	582.5
maschio	78	0.0022	15806	446.6	840.5	12662	498.4	1020
maschio	79	0.0022	9731	181.5	698.2	12878	181.5	814
maschio	80	0.0022	8663	181.5	917	10740	181.5	1020
maschio	99	0.0022	39085	304	819.4	43456	361.9	1020
maschio	136	0.0022	32862	567	1257.9	13425	620.5	1458
maschio	137	0.0022	9841	180.2	1136	12996	180.2	1252
maschio	138	0.0022	8742	180.2	1355	4834	180.2	1458
maschio	159	0.0022	57040	421.1	1249.4	28884	454.8	1458
maschio	190	0.0022	29574	389	1622			
maschio	194	0.0022	32158	382.5	1620.7			
maschio	207	0.0022	16057	777.3	1647.3			
maschio	209	0.0022	14919	753.6	1652.1			

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite
960.8	0.253	668.5	0.828	221.9	82.4

CINEMATISMO n. 2 (Rotazione attorno: Piano 1)

Sistema di riferimento locale

origine = (16946.1; 1493.7; 502.5) [cm]

ux = (-1; 0; 0)

uy = (0; -1; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	83	437.5	181.5	90	0.0022	15722	45	218.8						
maschio	84	437.5	245	90	0.0022	21223	45	218.8						
maschio	93	437.5	240	90	0.0022	20790	45	218.8						
maschio	100	437.5	260	90	0.0022	22523	45	218.8						
maschio	140	438	173.5	78	0.0022	13040	39	656.5						
maschio	143	438	225	78	0.0022	16911	39	656.5						
maschio	152	438	220	78	0.0022	16535	39	656.5						
maschio	160	438	248	78	0.0022	18640	39	656.5						
maschio	191	186	173.5	78	0.0022	5538	39	968.5	654	39	1061.5			
maschio	192	186	225	78	0.0022	7182	39	968.5	848	39	1061.5			
maschio	193	186	220	78	0.0022	7022	39	968.5	829	39	1061.5			
maschio	195	186	248	78	0.0022	7916	39	968.5	934	39	1061.5			

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	78	0.0022	81	326.2	423.3	863	330.3	437.5
maschio	79	0.0022	3985	107.6	138.8	8426	134.3	231.5
maschio	80	0.0022	7475	164.8	342.2	10740	181.5	437.5
maschio	99	0.0022	13190	146.2	272.5	20401	193.8	437.5

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	136	0.0022	10187	411.2	717.6	6157	456.7	875.5
maschio	137	0.0022	9841	180.2	553.5	12996	180.2	669.5
maschio	138	0.0022	8742	180.2	772.5	4834	180.2	875.5
maschio	159	0.0022	32321	260.2	678	19330	317.2	875.5
maschio	190	0.0022	29083	384.8	1041.6			
maschio	194	0.0022	31786	379.6	1039.7			
maschio	207	0.0022	4297	699.4	1170.6			
maschio	209	0.0022	4788	699.4	1170.6			

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite
1197.1	0.288	344.9	0.814	257.2	102.7

CINEMATISMO n. 3 (Rotazione attorno: Piano 2)

Sistema di riferimento locale

origine = (16946.1; 1493.7; 940) [cm]

ux = (-1; 0; 0)

uy = (0; -1; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	140	438	173.5	78	0.0022	13040	39	219						
maschio	143	438	225	78	0.0022	16911	39	219						
maschio	152	438	220	78	0.0022	16535	39	219						
maschio	160	438	248	78	0.0022	18640	39	219						
maschio	191	186	173.5	78	0.0022	5538	39	531	654	39	624			
maschio	192	186	225	78	0.0022	7182	39	531	848	39	624			
maschio	193	186	220	78	0.0022	7022	39	531	829	39	624			
maschio	195	186	248	78	0.0022	7916	39	531	934	39	624			

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	136	0.0022	22	322.3	430.6	286	324.4	438
maschio	137	0.0022	3660	101	141.2	7992	127.2	232
maschio	138	0.0022	7241	159	343.6	4834	180.2	438
maschio	159	0.0022	12435	137.8	274.8	10139	184.9	438
maschio	190	0.0022	16399	265.8	598.7			
maschio	194	0.0022	18273	265.8	598.7			

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite
1376.2	0.301	152	0.841	259.8	118.1

CINEMATISMO n. 4 (Rotazione attorno: Piano 3)

Sistema di riferimento locale

origine = (16946.1; 1493.7; 1378) [cm]

ux = (-1; 0; 0)

uy = (0; -1; 0)

uz = (0; 0; 1)

Combinazioni "SLV" 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16

Elementi della facciata

tipo	indice	H	L	s	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg	aggancio	yg	zg
maschio	191	186	173.5	78	0.0022	5538	39	93	654	39	186			
maschio	192	186	225	78	0.0022	7182	39	93	848	39	186			
maschio	193	186	220	78	0.0022	7022	39	93	829	39	186			
maschio	195	186	248	78	0.0022	7916	39	93	934	39	186			

Elementi del cuneo di distacco

tipo	indice	gamma	p.p.	yg	zg	carico	yg	zg
maschio	190	0.0022	3529	105.6	135.9			
maschio	194	0.0022	3933	105.6	135.9			

Verifica

z	alfa0	M*	e*	a0*	aLimite
1547.3	0.475	36.6	0.935	369.5	132.7

C7. Dimensionamento del giunto sismico

Il massimo spostamento in direzione $-x$ della copertura, valutato secondo analisi statica non lineare, è pari a:
 $d_1 = 5,25 \text{ cm}$

Il massimo spostamento in direzione $+x$ della copertura della porzione di edificio che viene giuntata è stimabile in:
 $d_2 = z/100 \times a_g/g \times S/0,5 = 1900/100 \times 0,14 \times 1,00/0,5 = 5,32 \text{ cm}$

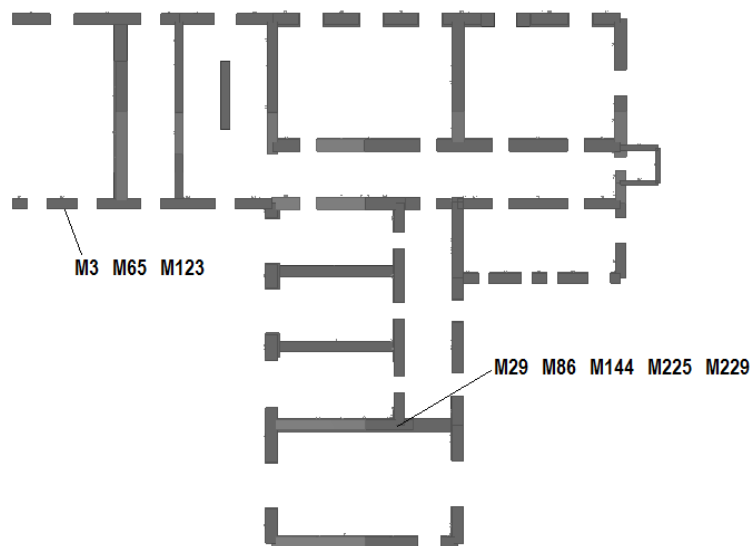
La minima ampiezza del giunto sismico è pertanto pari a:
 $d = d_1 + d_2 = 5,25 + 5,32 = 10,57 \text{ cm}$

Con un giunto di ampiezza pari a 12,00 cm la verifica risulta soddisfatta.

C8. Verifiche in combinazioni di carico non sismiche

C8.1. Verifica dei maschi murari in combinazioni non sismiche

Si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio per combinazioni non sismiche relative ai maschi murari ritenuti maggiormente significativi.



Maschio 29

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	l	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
16789.6	-1212.3	15564.6	-1212.3	L1	L2	1225	90	550	582.5	582.5	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fi	Nu (daN)
1	515	-340842	0	1	0	0.47	2.75	0,00	3,22	0,83	1,00	2147970
1	211.3	-411485	0	1	0	0.47	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
1	-60	-482128	0	1	0	0.47	2.75	0,00	3,22	0,83	1,00	2147970
2	515	-501141	0	1	0	1.02	2.75	0,00	3,77	0,82	1,00	2099361
2	211.3	-571784	0	1	0	1.02	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
2	-60	-642427	0	1	0	1.02	2.75	0,00	3,77	0,82	1,00	2099361
3	515	-505874	0	1	0	1.01	2.75	0,00	3,76	0,82	1,00	2100202
3	211.3	-576516	0	1	0	1.01	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
3	-60	-647159	0	1	0	1.01	2.75	0,00	3,76	0,82	1,00	2100202
4	515	-350307	0	1	0	0.45	2.75	0,00	3,20	0,84	1,00	2149087
4	211.3	-420950	0	1	0	0.45	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
4	-60	-491593	0	1	0	0.45	2.75	0,00	3,20	0,84	1,00	2149087
5	515	-510606	0	1	0	1	2.75	0,00	3,75	0,82	1,00	2101028
5	211.3	-581249	0	1	0	1	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
5	-60	-651892	0	1	0	1	2.75	0,00	3,75	0,82	1,00	2101028
6	515	-438626	0	1	0	0.52	2.75	0,00	3,27	0,83	1,00	2143187
6	211.3	-509268	0	1	0	0.52	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
6	-60	-579911	0	1	0	0.52	2.75	0,00	3,27	0,83	1,00	2143187
7	515	-598925	0	1	0	0.97	2.75	0,00	3,72	0,82	1,00	2103794
7	211.3	-669567	0	1	0	0.97	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
7	-60	-740210	0	1	0	0.97	2.75	0,00	3,72	0,82	1,00	2103794
8	515	-603657	0	1	0	0.96	2.75	0,00	3,71	0,82	1,00	2104464
8	211.3	-674300	0	1	0	0.96	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
8	-60	-744943	0	1	0	0.96	2.75	0,00	3,71	0,82	1,00	2104464
9	515	-448091	0	1	0	0.51	2.75	0,00	3,26	0,83	1,00	2144161
9	211.3	-518734	0	1	0	0.51	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
9	-60	-589376	0	1	0	0.51	2.75	0,00	3,26	0,83	1,00	2144161
10	515	-608390	0	1	0	0.95	2.75	0,00	3,70	0,82	1,00	2105124
10	211.3	-679033	0	1	0	0.95	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
10	-60	-749675	0	1	0	0.95	2.75	0,00	3,70	0,82	1,00	2105124
11	515	-443095	0	1	0	0.47	2.75	0,00	3,22	0,83	1,00	2147970
11	211.3	-534930	0	1	0	0.47	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
11	-60	-626766	0	1	0	0.47	2.75	0,00	3,22	0,83	1,00	2147970
12	515	-603394	0	1	0	0.92	2.75	0,00	3,67	0,82	1,00	2107598
12	211.3	-695229	0	1	0	0.92	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
12	-60	-787065	0	1	0	0.92	2.75	0,00	3,67	0,82	1,00	2107598
13	515	-608126	0	1	0	0.92	2.75	0,00	3,67	0,82	1,00	2108234
13	211.3	-699962	0	1	0	0.92	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
13	-60	-791797	0	1	0	0.92	2.75	0,00	3,67	0,82	1,00	2108234
14	515	-452560	0	1	0	0.46	2.75	0,00	3,21	0,84	1,00	2148834
14	211.3	-544396	0	1	0	0.46	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
14	-60	-636231	0	1	0	0.46	2.75	0,00	3,21	0,84	1,00	2148834
15	515	-612859	0	1	0	0.91	2.75	0,00	3,66	0,82	1,00	2108860
15	211.3	-704695	0	1	0	0.91	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
15	-60	-796530	0	1	0	0.91	2.75	0,00	3,66	0,82	1,00	2108860

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
16	515	-540878	0	1	0	0.51	2.75	0,00	3,26	0,83	1,00	2144091
16	211.3	-632714	0	1	0	0.51	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
17	-60	-724549	0	1	0	0.51	2.75	0,00	3,26	0,83	1,00	2144091
16	515	-701177	0	1	0	0.89	2.75	0,00	3,64	0,82	1,00	2110236
17	211.3	-793013	0	1	0	0.89	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
17	-60	-884848	0	1	0	0.89	2.75	0,00	3,64	0,82	1,00	2110236
18	515	-705910	0	1	0	0.89	2.75	0,00	3,64	0,82	1,00	2110766
18	211.3	-797745	0	1	0	0.89	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
18	-60	-889581	0	1	0	0.89	2.75	0,00	3,64	0,82	1,00	2110766
19	515	-550344	0	1	0	0.5	2.75	0,00	3,25	0,83	1,00	2144869
19	211.3	-642179	0	1	0	0.5	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
19	-60	-734015	0	1	0	0.5	2.75	0,00	3,25	0,83	1,00	2144869
20	515	-710643	0	1	0	0.88	2.75	0,00	3,63	0,82	1,00	2111289
20	211.3	-802478	0	1	0	0.88	2.75	0,00	2,75	0,85	1,00	2189293
20	-60	-894314	0	1	0	0.88	2.75	0,00	3,63	0,82	1,00	2111289

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.
SLU 1	515	-7141	-340842	0.53	1	3.09	151916	21.28
SLU 1	-60	-7141	-482128	0.53	1	4.37	176795	24.76
SLU 2	515	-12463	-501141	0.53	1	4.55	179880	14.43
SLU 2	-60	-12463	-642427	0.53	1	5.83	201332	16.16
SLU 3	515	-12509	-505874	0.53	1	4.59	180640	14.44
SLU 3	-60	-12509	-647159	0.53	1	5.87	202011	16.15
SLU 4	515	-7234	-350307	0.53	1	3.18	153709	21.25
SLU 4	-60	-7234	-491593	0.53	1	4.46	178337	24.65
SLU 5	515	-12556	-510606	0.53	1	4.63	181397	14.45
SLU 5	-60	-12556	-651892	0.53	1	5.91	202688	16.14
SLU 6	515	-1775	-438626	0.53	1	3.98	169524	95.51
SLU 6	-60	-1775	-579911	0.53	1	5.26	192136	100
SLU 7	515	-7097	-598925	0.53	1	5.43	194979	27.47
SLU 7	-60	-7097	-740210	0.53	1	6.71	214929	30.28
SLU 8	515	-7144	-603657	0.53	1	5.48	195680	27.39
SLU 8	-60	-7144	-744943	0.53	1	6.76	215565	30.18
SLU 9	515	-1868	-448091	0.53	1	4.06	171132	91.61
SLU 9	-60	-1868	-589376	0.53	1	5.35	193556	100
SLU 10	515	-7190	-608390	0.53	1	5.52	196379	27.31
SLU 10	-60	-7190	-749675	0.53	1	6.8	216200	30.07
SLU 11	515	-9283	-443095	0.53	1	4.02	170285	18.34
SLU 11	-60	-9283	-626766	0.53	1	5.68	199068	21.45
SLU 12	515	-14605	-603394	0.53	1	5.47	195641	13.4
SLU 12	-60	-14605	-787065	0.53	1	7.14	221148	15.14
SLU 13	515	-14651	-608126	0.53	1	5.52	196340	13.4
SLU 13	-60	-14651	-791797	0.53	1	7.18	221767	15.14
SLU 14	515	-9376	-452560	0.53	1	4.1	171887	18.33
SLU 14	-60	-9376	-636231	0.53	1	5.77	200440	21.38
SLU 15	515	-14698	-612859	0.53	1	5.56	197036	13.41
SLU 15	-60	-14698	-796530	0.53	1	7.22	222383	15.13
SLU 16	515	-3917	-540878	0.53	1	4.91	186164	47.53
SLU 16	-60	-3917	-724549	0.53	1	6.57	212810	54.33
SLU 17	515	-9239	-701177	0.53	1	6.36	209607	22.69
SLU 17	-60	-9239	-884848	0.53	1	8.03	233594	25.28
SLU 18	515	-9286	-705910	0.53	1	6.4	210260	22.64
SLU 18	-60	-9286	-889581	0.53	1	8.07	234180	25.22
SLU 19	515	-4010	-550344	0.53	1	4.99	187629	46.79
SLU 19	-60	-4010	-734015	0.53	1	6.66	214093	53.39
SLU 20	515	-9332	-710643	0.53	1	6.45	210910	22.6
SLU 20	-60	-9332	-894314	0.53	1	8.11	234764	25.16

Maschio 86

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
16789.6	-1212.3	15564.6	-1212.3	L2	L3	1225	90	412	437.5	437.5	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
1	953	-200126	0	1	-0.71	0.78	2.06	0,00	2,13	0,90	1,00	2311948
1	721.3	-253183	0	1	-0.71	0.78	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131
1	515	-306241	0	1	-0.71	0.78	2.06	0,00	2,13	0,90	1,00	2311948
2	953	-290500	0	1	-0.57	1.71	2.06	0,00	3,20	0,86	1,00	2216768
2	721.3	-343558	0	1	-0.57	1.71	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131
2	515	-396616	0	1	-0.57	1.71	2.06	0,00	3,20	0,86	1,00	2216768
3	953	-295154	0	1	-0.57	1.68	2.06	0,00	3,16	0,86	1,00	2219600
3	721.3	-348211	0	1	-0.57	1.68	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131
3	515	-401269	0	1	-0.57	1.68	2.06	0,00	3,16	0,86	1,00	2219600
4	953	-209432	0	1	-0.72	0.75	2.06	0,00	2,09	0,90	1,00	2315701
4	721.3	-262490	0	1	-0.72	0.75	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131
4	515	-315548	0	1	-0.72	0.75	2.06	0,00	2,09	0,90	1,00	2315701
5	953	-299807	0	1	-0.58	1.65	2.06	0,00	3,13	0,86	1,00	2222344
5	721.3	-352865	0	1	-0.58	1.65	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131
5	515	-405922	0	1	-0.58	1.65	2.06	0,00	3,13	0,86	1,00	2222344
6	953	-265813	0	1	-0.63	0.84	2.06	0,00	2,28	0,89	1,00	2298824
6	721.3	-318870	0	1	-0.63	0.84	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131
6	515	-371928	0	1	-0.63	0.84	2.06	0,00	2,28	0,89	1,00	2298824
7	953	-356187	0	1	-0.53	1.58	2.06	0,00	3,11	0,86	1,00	2224526
7	721.3	-409245	0	1	-0.53	1.58	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131
7	515	-462303	0	1	-0.53	1.58	2.06	0,00	3,11	0,86	1,00	2224526
8	953	-360841	0	1	-0.54	1.56	2.06	0,00	3,08	0,87	1,00	2226743
8	721.3	-413898	0	1	-0.54	1.56	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131
8	515	-466956	0	1	-0.54	1.56	2.06	0,00	3,08	0,87	1,00	2226743
9	953	-275119	0	1	-0.64	0.82	2.06	0,00	2,24	0,89	1,00	2302124

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)	
9	721.3	-328177	0	1	-0.64	0.82	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
9	515	-381234	0	1	-0.64	0.82	2.06	0,00	2,24	0,89	1,00	2302124	
10	953	-365494	0	1	-0.54	1.54	2.06	0,00	3,06	0,87	1,00	2228903	
10	721.3	-418552	0	1	-0.54	1.54	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
10	515	-471609	0	1	-0.54	1.54	2.06	0,00	3,06	0,87	1,00	2228903	
11	953	-260163	0	1	-0.71	0.78	2.06	0,00	2,13	0,90	1,00	2311948	
11	721.3	-329138	0	1	-0.71	0.78	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
11	515	-398114	0	1	-0.71	0.78	2.06	0,00	2,13	0,90	1,00	2311948	
12	953	-350538	0	1	-0.59	1.55	2.06	0,00	3,01	0,87	1,00	2233070	
12	721.3	-419513	0	1	-0.59	1.55	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
12	515	-488488	0	1	-0.59	1.55	2.06	0,00	3,01	0,87	1,00	2233070	
13	953	-355191	0	1	-0.6	1.53	2.06	0,00	2,99	0,87	1,00	2235209	
13	721.3	-424166	0	1	-0.6	1.53	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
13	515	-493142	0	1	-0.6	1.53	2.06	0,00	2,99	0,87	1,00	2235209	
14	953	-269470	0	1	-0.72	0.75	2.06	0,00	2,10	0,90	1,00	2314865	
14	721.3	-338445	0	1	-0.72	0.75	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
14	515	-407420	0	1	-0.72	0.75	2.06	0,00	2,10	0,90	1,00	2314865	
15	953	-359844	0	1	-0.6	1.51	2.06	0,00	2,97	0,87	1,00	2237294	
15	721.3	-428820	0	1	-0.6	1.51	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
15	515	-497795	0	1	-0.6	1.51	2.06	0,00	2,97	0,87	1,00	2237294	
16	953	-325850	0	1	-0.64	0.83	2.06	0,00	2,25	0,89	1,00	2301242	
16	721.3	-394825	0	1	-0.64	0.83	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
16	515	-463801	0	1	-0.64	0.83	2.06	0,00	2,25	0,89	1,00	2301242	
17	953	-416225	0	1	-0.56	1.47	2.06	0,00	2,97	0,87	1,00	2237136	
17	721.3	-485200	0	1	-0.56	1.47	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
17	515	-554175	0	1	-0.56	1.47	2.06	0,00	2,97	0,87	1,00	2237136	
18	953	-420878	0	1	-0.56	1.45	2.06	0,00	2,95	0,87	1,00	2238897	
18	721.3	-489853	0	1	-0.56	1.45	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
18	515	-558829	0	1	-0.56	1.45	2.06	0,00	2,95	0,87	1,00	2238897	
19	953	-335157	0	1	-0.65	0.81	2.06	0,00	2,22	0,90	1,00	2303884	
19	721.3	-404132	0	1	-0.65	0.81	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
19	515	-473107	0	1	-0.65	0.81	2.06	0,00	2,22	0,90	1,00	2303884	
20	953	-425531	0	1	-0.57	1.44	2.06	0,00	2,93	0,87	1,00	2240620	
20	721.3	-494507	0	1	-0.57	1.44	2.06	0,00	2,06	0,90	1,00	2318131	
20	515	-563482	0	1	-0.57	1.44	2.06	0,00	2,93	0,87	1,00	2240620	

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.	
SLU 1	953	-3459	-200126	0.53	1	1.82	122204	35.33	
SLU 1	515	-3459	-306241	0.53	1	2.78	145175	41.97	
SLU 2	953	-14523	-290500	0.53	1	2.63	142003	9.78	
SLU 2	515	-14523	-396616	0.53	1	3.6	162194	11.17	
SLU 3	953	-14541	-295154	0.53	1	2.68	142948	9.83	
SLU 3	515	-14541	-401269	0.53	1	3.64	163022	11.21	
SLU 4	953	-3495	-209432	0.53	1	1.9	124388	35.59	
SLU 4	515	-3495	-315548	0.53	1	2.86	147019	42.06	
SLU 5	953	-14559	-299807	0.53	1	2.72	143887	9.88	
SLU 5	515	-14559	-405922	0.53	1	3.68	163846	11.25	
SLU 6	953	-3849	-265813	0.53	1	2.41	136879	35.56	
SLU 6	515	-3849	-371928	0.53	1	3.37	157727	40.98	
SLU 7	953	-14913	-356187	0.53	1	3.23	154812	10.38	
SLU 7	515	-14913	-462303	0.53	1	4.19	173519	11.64	
SLU 8	953	-14931	-360841	0.53	1	3.27	155680	10.43	
SLU 8	515	-14931	-466956	0.53	1	4.24	174294	11.67	
SLU 9	953	-3885	-275119	0.53	1	2.5	138833	35.73	
SLU 9	515	-3885	-381234	0.53	1	3.46	159426	41.03	
SLU 10	953	-14949	-365494	0.53	1	3.32	156542	10.47	
SLU 10	515	-14949	-471609	0.53	1	4.28	175064	11.71	
SLU 11	953	-4497	-260163	0.53	1	2.36	135679	30.17	
SLU 11	515	-4497	-398114	0.53	1	3.61	162461	36.13	
SLU 12	953	-15561	-350538	0.53	1	3.18	153752	9.88	
SLU 12	515	-15561	-488488	0.53	1	4.43	177833	11.43	
SLU 13	953	-15579	-355191	0.53	1	3.22	154626	9.93	
SLU 13	515	-15579	-493142	0.53	1	4.47	178589	11.46	
SLU 14	953	-4533	-269470	0.53	1	2.44	137650	30.37	
SLU 14	515	-4533	-407420	0.53	1	3.7	164110	36.2	
SLU 15	953	-15597	-359844	0.53	1	3.26	155494	9.97	
SLU 15	515	-15597	-497795	0.53	1	4.52	179341	11.5	
SLU 16	953	-4887	-325850	0.53	1	2.96	149033	30.5	
SLU 16	515	-4887	-463801	0.53	1	4.21	173769	35.56	
SLU 17	953	-15951	-416225	0.53	1	3.78	165656	10.39	
SLU 17	515	-15951	-554175	0.53	1	5.03	188220	11.8	
SLU 18	953	-15969	-420878	0.53	1	3.82	166467	10.42	
SLU 18	515	-15969	-558829	0.53	1	5.07	188934	11.83	
SLU 19	953	-4923	-335157	0.53	1	3.04	150829	30.64	
SLU 19	515	-4923	-473107	0.53	1	4.29	175312	35.61	
SLU 20	953	-15987	-425531	0.53	1	3.86	167274	10.46	
SLU 20	515	-15987	-563482	0.53	1	5.11	189645	11.86	

Maschio 144

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
15564.6	-1211.3	16496.6	-1211.3	L3	L4	932	70	413	438	438	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)	
1	1390	-80045	0	1	0	-0.87	2.07	0,00	2,94	0,82	1,00	1248624	

Studio d'ingegneria civile dott. ing. Mario Smrekar – Scala G.G. Winckelmann 9 34131 Trieste – Tel/Fax 040 308734 – e-mail studio.smrekar@tiscalinet.it

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)	
1	1159	-111478	0	1	0	-0.87	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
1	953	-142910	0	1	0	-0.87	2.07	0,00	2,94	0,82	1,00	1248624	
2	1390	-103022	0	1	0	-1.41	2.07	0,00	3,48	0,80	1,00	1212026	
2	1159	-134454	0	1	0	-1.41	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
2	953	-165887	0	1	0	-1.41	2.07	0,00	3,48	0,80	1,00	1212026	
3	1390	-107117	0	1	0	-1.36	2.07	0,00	3,43	0,80	1,00	1215669	
3	1159	-138550	0	1	0	-1.36	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
3	953	-169983	0	1	0	-1.36	2.07	0,00	3,43	0,80	1,00	1215669	
4	1390	-88236	0	1	0	-0.79	2.07	0,00	2,86	0,82	1,00	1254073	
4	1159	-119669	0	1	0	-0.79	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
4	953	-151102	0	1	0	-0.79	2.07	0,00	2,86	0,82	1,00	1254073	
5	1390	-111213	0	1	0	-1.31	2.07	0,00	3,38	0,80	1,00	1219045	
5	1159	-142646	0	1	0	-1.31	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
5	953	-174078	0	1	0	-1.31	2.07	0,00	3,38	0,80	1,00	1219045	
6	1390	-104595	0	1	0	-0.96	2.07	0,00	3,02	0,82	1,00	1242824	
6	1159	-136028	0	1	0	-0.96	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
6	953	-167461	0	1	0	-0.96	2.07	0,00	3,02	0,82	1,00	1242824	
7	1390	-127572	0	1	0	-1.38	2.07	0,00	3,45	0,80	1,00	1214314	
7	1159	-159005	0	1	0	-1.38	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
7	953	-190437	0	1	0	-1.38	2.07	0,00	3,45	0,80	1,00	1214314	
8	1390	-131668	0	1	0	-1.34	2.07	0,00	3,40	0,80	1,00	1217207	
8	1159	-163101	0	1	0	-1.34	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
8	953	-194533	0	1	0	-1.34	2.07	0,00	3,40	0,80	1,00	1217207	
9	1390	-112787	0	1	0	-0.89	2.07	0,00	2,95	0,82	1,00	1247509	
9	1159	-144220	0	1	0	-0.89	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
9	953	-175652	0	1	0	-0.89	2.07	0,00	2,95	0,82	1,00	1247509	
10	1390	-135764	0	1	0	-1.3	2.07	0,00	3,36	0,80	1,00	1219925	
10	1159	-167196	0	1	0	-1.3	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
10	953	-198629	0	1	0	-1.3	2.07	0,00	3,36	0,80	1,00	1219925	
11	1390	-104058	0	1	0	-0.87	2.07	0,00	2,94	0,82	1,00	1248624	
11	1159	-144921	0	1	0	-0.87	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
11	953	-185783	0	1	0	-0.87	2.07	0,00	2,94	0,82	1,00	1248624	
12	1390	-127035	0	1	0	-1.31	2.07	0,00	3,38	0,80	1,00	1218944	
12	1159	-167897	0	1	0	-1.31	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
12	953	-208760	0	1	0	-1.31	2.07	0,00	3,38	0,80	1,00	1218944	
13	1390	-131131	0	1	0	-1.27	2.07	0,00	3,34	0,80	1,00	1221704	
13	1159	-171993	0	1	0	-1.27	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
13	953	-212856	0	1	0	-1.27	2.07	0,00	3,34	0,80	1,00	1221704	
14	1390	-112250	0	1	0	-0.81	2.07	0,00	2,87	0,82	1,00	1252908	
14	1159	-153112	0	1	0	-0.81	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
14	953	-193975	0	1	0	-0.81	2.07	0,00	2,87	0,82	1,00	1252908	
15	1390	-135226	0	1	0	-1.23	2.07	0,00	3,30	0,80	1,00	1224297	
15	1159	-176089	0	1	0	-1.23	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
15	953	-216951	0	1	0	-1.23	2.07	0,00	3,30	0,80	1,00	1224297	
16	1390	-128609	0	1	0	-0.94	2.07	0,00	3,01	0,82	1,00	1243907	
16	1159	-169471	0	1	0	-0.94	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
16	953	-210334	0	1	0	-0.94	2.07	0,00	3,01	0,82	1,00	1243907	
17	1390	-151586	0	1	0	-1.3	2.07	0,00	3,36	0,80	1,00	1219749	
17	1159	-192448	0	1	0	-1.3	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
17	953	-233310	0	1	0	-1.3	2.07	0,00	3,36	0,80	1,00	1219749	
18	1390	-155681	0	1	0	-1.27	2.07	0,00	3,33	0,80	1,00	1222053	
18	1159	-196544	0	1	0	-1.27	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
18	953	-237406	0	1	0	-1.27	2.07	0,00	3,33	0,80	1,00	1222053	
19	1390	-136800	0	1	0	-0.88	2.07	0,00	2,95	0,82	1,00	1247704	
19	1159	-177663	0	1	0	-0.88	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
19	953	-218525	0	1	0	-0.88	2.07	0,00	2,95	0,82	1,00	1247704	
20	1390	-159777	0	1	0	-1.23	2.07	0,00	3,30	0,80	1,00	1224238	
20	1159	-200639	0	1	0	-1.23	2.07	0,00	2,07	0,86	1,00	1307318	
20	953	-241502	0	1	0	-1.23	2.07	0,00	3,30	0,80	1,00	1224238	

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.	
SLU 1	1390	382	-80045	0.53	1	1.23	62568	100	
SLU 1	953	382	-142910	0.53	1	2.19	77897	100	
SLU 2	1390	6792	-103022	0.53	1	1.58	68569	10.09	
SLU 2	953	6792	-165887	0.53	1	2.54	82794	12.19	
SLU 3	1390	6671	-107117	0.53	1	1.64	69585	10.43	
SLU 3	953	6671	-169983	0.53	1	2.61	83637	12.54	
SLU 4	1390	138	-88236	0.53	1	1.35	64771	100	
SLU 4	953	138	-151102	0.53	1	2.32	79678	100	
SLU 5	1390	6549	-111213	0.53	1	1.7	70585	10.78	
SLU 5	953	6549	-174078	0.53	1	2.67	84472	12.9	
SLU 6	1390	1368	-104595	0.53	1	1.6	68961	50.4	
SLU 6	953	1368	-167461	0.53	1	2.57	83119	60.75	
SLU 7	1390	7779	-127572	0.53	1	1.96	74449	9.57	
SLU 7	953	7779	-190437	0.53	1	2.92	87726	11.28	
SLU 8	1390	7657	-131668	0.53	1	2.02	75385	9.84	
SLU 8	953	7657	-194533	0.53	1	2.98	88522	11.56	
SLU 9	1390	1125	-112787	0.53	1	1.73	70966	63.1	
SLU 9	953	1125	-175652	0.53	1	2.69	84790	75.39	
SLU 10	1390	7535	-135764	0.53	1	2.08	76310	10.13	
SLU 10	953	7535	-198629	0.53	1	3.04	89311	11.85	
SLU 11	1390	496	-104058	0.53	1	1.6	68828	100	
SLU 11	953	496	-185783	0.53	1	2.85	86812	100	
SLU 12	1390	6907	-127035	0.53	1	1.95	74325	10.76	
SLU 12	953	6907	-208760	0.53	1	3.2	91232	13.21	
SLU 13	1390	6785	-131131	0.53	1	2.01	75263	11.09	
SLU 13	953	6785	-212856	0.53	1	3.26	91998	13.56	
SLU 14	1390	253	-112250	0.53	1	1.72	70836	100	
SLU 14	953	253	-193975	0.53	1	2.97	88414	100	
SLU 15	1390	6663	-135226	0.53	1	2.07	76189	11.43	
SLU 15	953	6663	-216951	0.53	1	3.33	92757	13.92	
SLU 16	1390	1483	-128609	0.53	1	1.97	74687	50.37	
SLU 16	953	1483	-210334	0.53	1	3.22	91527	61.73	
SLU 17	1390	7893	-151586	0.53	1	2.32	79782	10.11	

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.	
SLU 17	953	7893	-233310	0.53	1	3.58	95730	12.13	
SLU 18	1390	7772	-155681	0.53	1	2.39	80656	10.38	
SLU 18	953	7772	-237406	0.53	1	3.64	96460	12.41	
SLU 19	1390	1239	-136800	0.53	1	2.1	76542	61.77	
SLU 19	953	1239	-218525	0.53	1	3.35	93048	75.09	
SLU 20	1390	7650	-159777	0.53	1	2.45	81521	10.66	
SLU 20	953	7650	-241502	0.53	1	3.7	97184	12.7	

Maschio 225

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	l	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
15564.6	-1211.3	16178.7	-1211.3	L4	F3	614	70	297	186	432	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
1	1564	-13594	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
1	1471	-22387	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
1	1390	-31181	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
2	1564	-13844	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
2	1471	-22638	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
2	1390	-31432	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
3	1564	-16176	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
3	1471	-24970	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
3	1390	-33763	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
4	1564	-18258	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
4	1471	-27051	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
4	1390	-35845	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
5	1564	-18508	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
5	1471	-27302	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
5	1390	-36095	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
6	1564	-19885	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
6	1471	-28679	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
6	1390	-37473	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
7	1564	-20135	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
7	1471	-28929	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
7	1390	-37723	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
8	1564	-22467	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
8	1471	-31261	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
8	1390	-40055	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
9	1564	-24549	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
9	1471	-33343	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
9	1390	-42137	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
10	1564	-24799	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
10	1471	-33593	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
10	1390	-42387	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
11	1564	-17672	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
11	1471	-29104	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
11	1390	-40536	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
12	1564	-17922	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
12	1471	-29354	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
12	1390	-40786	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
13	1564	-20254	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
13	1471	-31686	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
13	1390	-43118	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
14	1564	-22336	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
14	1471	-33768	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
14	1390	-45200	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
15	1564	-22586	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
15	1471	-34018	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
15	1390	-45450	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
16	1564	-23963	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
16	1471	-35395	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
16	1390	-46827	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
17	1564	-24214	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
17	1471	-35646	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
17	1390	-47078	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
18	1564	-26546	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
18	1471	-37978	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
18	1390	-49410	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
19	1564	-28627	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
19	1471	-40059	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
19	1390	-51491	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
20	1564	-28877	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
20	1471	-40310	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025
20	1390	-51742	0	1	0	0	1.48	0,00	1,48	0,91	1,00	911025

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.
SLU 1	1564	-1020	-13594	0.53	1	0.32	28565	27.99
SLU 1	1390	-1020	-31181	0.53	1	0.73	34826	34.13
SLU 2	1564	585	-13844	0.53	1	0.32	28664	48.98
SLU 2	1390	585	-31432	0.53	1	0.73	34907	59.64
SLU 3	1564	456	-16176	0.53	1	0.38	29568	64.79
SLU 3	1390	456	-33763	0.53	1	0.79	35653	78.12
SLU 4	1564	-1278	-18258	0.53	1	0.42	30352	23.74
SLU 4	1390	-1278	-35845	0.53	1	0.83	36306	28.4
SLU 5	1564	327	-18508	0.53	1	0.43	30445	92.97
SLU 5	1390	327	-36095	0.53	1	0.84	36383	100
SLU 6	1564	-39	-19885	0.53	1	0.46	30951	100
SLU 6	1390	-39	-37473	0.53	1	0.87	36808	100

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.	
SLU 7	1564	1567	-20135	0.53	1	0.47	31042	19.81	
SLU 7	1390	1567	-37723	0.53	1	0.88	36885	23.54	
SLU 8	1564	1438	-22467	0.53	1	0.52	31878	22.17	
SLU 8	1390	1438	-40055	0.53	1	0.93	37591	26.15	
SLU 9	1564	-297	-24549	0.53	1	0.57	32607	100	
SLU 9	1390	-297	-42137	0.53	1	0.98	38211	100	
SLU 10	1564	1309	-24799	0.53	1	0.58	32693	24.98	
SLU 10	1390	1309	-42387	0.53	1	0.99	38285	29.25	
SLU 11	1564	-1327	-17672	0.53	1	0.41	30133	22.71	
SLU 11	1390	-1327	-40536	0.53	1	0.94	37735	28.44	
SLU 12	1564	279	-17922	0.53	1	0.42	30227	100	
SLU 12	1390	279	-40786	0.53	1	0.95	37810	100	
SLU 13	1564	150	-20254	0.53	1	0.47	31085	100	
SLU 13	1390	150	-43118	0.53	1		138500	100	
SLU 14	1564	-1584	-22336	0.53	1	0.52	31832	20.09	
SLU 14	1390	-1584	-45200	0.53	1	1.05	39105	24.68	
SLU 15	1564	21	-22586	0.53	1	0.53	31920	100	
SLU 15	1390	21	-45450	0.53	1	1.06	39177	100	
SLU 16	1564	-345	-23963	0.53	1	0.56	32403	93.85	
SLU 16	1390	-345	-46827	0.53	1	1.09	39572	100	
SLU 17	1564	1260	-24214	0.53	1	0.56	32490	25.78	
SLU 17	1390	1260	-47078	0.53	1	1.1	39643	31.45	
SLU 18	1564	1132	-26546	0.53	1	0.62	33290	29.42	
SLU 18	1390	1132	-49410	0.53	1	1.15	40301	35.62	
SLU 19	1564	-603	-28627	0.53	1	0.67	33989	56.36	
SLU 19	1390	-603	-51491	0.53	1	1.2	40880	67.79	
SLU 20	1564	1003	-28877	0.53	1	0.67	34072	33.98	
SLU 20	1390	1003	-51742	0.53	1	1.2	40949	40.84	

Maschio 229

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	I	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
16178.7	-1211.3	16496.6	-1211.3	I4	F4	318	70	356.1	432	304.3	

Materiale: muratura rinforzata con rete e betoncino (x 1,2)

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
1	1682.3	-5031	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461531
1	1530.1	-12480	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
2	1390	-19930	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461531
1	1682.3	-5800	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461535
2	1530.1	-13249	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
2	1390	-20699	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461535
3	1682.3	-7436	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461480
3	1530.1	-14885	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
3	1390	-22335	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461480
4	1682.3	-8303	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461434
4	1530.1	-15752	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
4	1390	-23202	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461434
5	1682.3	-9072	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461445
5	1530.1	-16521	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
5	1390	-23971	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461445
6	1682.3	-8881	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461395
6	1530.1	-16330	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
6	1390	-23780	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461395
7	1682.3	-9650	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461409
7	1530.1	-17100	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
7	1390	-24549	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461409
8	1682.3	-11286	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461391
8	1530.1	-18736	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
8	1390	-26185	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461391
9	1682.3	-12153	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461365
9	1530.1	-19602	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
9	1390	-27052	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461365
10	1682.3	-12922	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461377
10	1530.1	-20372	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
10	1390	-27821	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461377
11	1682.3	-6540	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461531
11	1530.1	-16224	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
11	1390	-25909	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461531
12	1682.3	-7309	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461534
12	1530.1	-16993	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
12	1390	-26678	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461534
13	1682.3	-8945	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461489
13	1530.1	-18629	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
13	1390	-28314	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461489
14	1682.3	-9812	0	1	0	0	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461449
14	1530.1	-19496	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
14	1390	-29181	0	1	0	0	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461449
15	1682.3	-10581	0	1	0	0	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461457
15	1530.1	-20265	0	1	0	0	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
15	1390	-29950	0	1	0	0	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461457
16	1682.3	-10390	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461415
16	1530.1	-20075	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
16	1390	-29759	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461415
17	1682.3	-11159	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461425
17	1530.1	-20844	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
17	1390	-30528	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461425
18	1682.3	-12795	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461407
18	1530.1	-22480	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
18	1390	-32164	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461407

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
19	1682.3	-13662	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461384
19	1530.1	-23347	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
19	1390	-33031	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461384
20	1682.3	-14431	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461393
20	1530.1	-24116	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,78	0,89	1,00	461564
20	1390	-33800	0	1	0	-0.01	1.78	0,00	1,79	0,89	1,00	461393

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.
SLU 1	1682.3	-321	-5031	0.53	1.12	0.23	12478	38.9
SLU 1	1390	-321	-19930	0.53	1.12	0.9	17160	53.5
SLU 2	1682.3	178	-5800	0.53	1.12	0.26	12762	71.78
SLU 2	1390	178	-20699	0.53	1.12	0.93	17368	97.69
SLU 3	1682.3	167	-7436	0.53	1.12	0.33	13345	79.82
SLU 3	1390	167	-22335	0.53	1.12	1	17801	100
SLU 4	1682.3	-342	-8303	0.53	1.12	0.37	13645	39.9
SLU 4	1390	-342	-23202	0.53	1.12	1.04	18026	52.71
SLU 5	1682.3	157	-9072	0.53	1.12	0.41	13905	88.8
SLU 5	1390	157	-23971	0.53	1.12	1.08	18224	100
SLU 6	1682.3	25	-8881	0.53	1.12	0.4	13841	100
SLU 6	1390	25	-23780	0.53	1.12	1.07	18175	100
SLU 7	1682.3	523	-9650	0.53	1.12	0.43	14097	26.93
SLU 7	1390	523	-24549	0.53	1.12	1.1	18371	35.1
SLU 8	1682.3	513	-11286	0.53	1.12	0.51	14627	28.52
SLU 8	1390	513	-26185	0.53	1.12	1.18	18781	36.62
SLU 9	1682.3	4	-12153	0.53	1.12	0.55	14901	100
SLU 9	1390	4	-27052	0.53	1.12	1.22	18995	100
SLU 10	1682.3	502	-12922	0.53	1.12	0.58	15139	30.15
SLU 10	1390	502	-27821	0.53	1.12	1.25	19183	38.2
SLU 11	1682.3	-417	-6540	0.53	1.12	0.29	13029	31.24
SLU 11	1390	-417	-25909	0.53	1.12	1.16	18713	44.87
SLU 12	1682.3	82	-7309	0.53	1.12	0.33	13301	100
SLU 12	1390	82	-26678	0.53	1.12	1.2	18903	100
SLU 13	1682.3	71	-8945	0.53	1.12	0.4	13862	100
SLU 13	1390	71	-28314	0.53	1.12	1.27	19302	100
SLU 14	1682.3	-438	-9812	0.53	1.12	0.44	14150	32.29
SLU 14	1390	-438	-29181	0.53	1.12	1.31	19510	44.52
SLU 15	1682.3	60	-10581	0.53	1.12	0.48	14401	100
SLU 15	1390	60	-29950	0.53	1.12	1.35	19693	100
SLU 16	1682.3	-71	-10390	0.53	1.12	0.47	14339	100
SLU 16	1390	-71	-29759	0.53	1.12	1.34	19648	100
SLU 17	1682.3	427	-11159	0.53	1.12	0.5	14587	34.15
SLU 17	1390	427	-30528	0.53	1.12	1.37	19829	46.42
SLU 18	1682.3	417	-12795	0.53	1.12	0.57	15100	36.25
SLU 18	1390	417	-32164	0.53	1.12	1.45	20210	48.51
SLU 19	1682.3	-93	-13662	0.53	1.12	0.61	15365	100
SLU 19	1390	-93	-33031	0.53	1.12	1.48	20409	100
SLU 20	1682.3	406	-14431	0.53	1.12	0.65	15597	38.42
SLU 20	1390	406	-33800	0.53	1.12	1.52	20583	50.7

Maschio 3

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	l	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
14281.4	242.7	14085.4	242.7	L1	L2	196	70	550	582.5	582.5	

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura a blocchi lapidei squadri LC2

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
1	515	-45977	0	1	0	-0.43	2.75	0,00	3,18	0,77	1,00	205068
1	211.3	-54768	0	1	0	-0.43	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
1	-60	-63559	0	1	0	-0.43	2.75	0,00	3,18	0,77	1,00	205068
2	515	-81597	0	1	0	-1.55	2.75	0,00	4,30	0,72	1,00	192017
2	211.3	-90388	0	1	0	-1.55	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
2	-60	-99179	0	1	0	-1.55	2.75	0,00	4,30	0,72	1,00	192017
3	515	-82172	0	1	0	-1.54	2.75	0,00	4,29	0,72	1,00	192142
3	211.3	-90963	0	1	0	-1.54	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
3	-60	-99754	0	1	0	-1.54	2.75	0,00	4,29	0,72	1,00	192142
4	515	-47126	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	3,17	0,77	1,00	205189
4	211.3	-55917	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
4	-60	-64708	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	3,17	0,77	1,00	205189
5	515	-82746	0	1	0	-1.53	2.75	0,00	4,28	0,72	1,00	192267
5	211.3	-91537	0	1	0	-1.53	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
5	-60	-100328	0	1	0	-1.53	2.75	0,00	4,28	0,72	1,00	192267
6	515	-66850	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	3,17	0,77	1,00	205130
6	211.3	-75641	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
6	-60	-84432	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	3,17	0,77	1,00	205130
7	515	-102470	0	1	0	-1.32	2.75	0,00	4,07	0,73	1,00	194716
7	211.3	-111261	0	1	0	-1.32	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
7	-60	-120053	0	1	0	-1.32	2.75	0,00	4,07	0,73	1,00	194716
8	515	-103045	0	1	0	-1.31	2.75	0,00	4,06	0,73	1,00	194801
8	211.3	-111836	0	1	0	-1.31	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
8	-60	-120627	0	1	0	-1.31	2.75	0,00	4,06	0,73	1,00	194801
9	515	-67999	0	1	0	-0.41	2.75	0,00	3,16	0,77	1,00	205213
9	211.3	-76790	0	1	0	-0.41	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
9	-60	-85581	0	1	0	-0.41	2.75	0,00	3,16	0,77	1,00	205213
10	515	-103619	0	1	0	-1.3	2.75	0,00	4,05	0,73	1,00	194885
10	211.3	-112410	0	1	0	-1.3	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
10	-60	-121201	0	1	0	-1.3	2.75	0,00	4,05	0,73	1,00	194885
11	515	-59770	0	1	0	-0.43	2.75	0,00	3,18	0,77	1,00	205068
11	211.3	-71199	0	1	0	-0.43	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
11	-60	-82627	0	1	0	-0.43	2.75	0,00	3,18	0,77	1,00	205068

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
12	515	-95390	0	1	0	-1.39	2.75	0,00	4,14	0,73	1,00	193904
12	211.3	-106819	0	1	0	-1.39	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
12	-60	-118247	0	1	0	-1.39	2.75	0,00	4,14	0,73	1,00	193904
13	515	-95965	0	1	0	-1.38	2.75	0,00	4,13	0,73	1,00	194000
13	211.3	-107393	0	1	0	-1.38	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
13	-60	-118822	0	1	0	-1.38	2.75	0,00	4,13	0,73	1,00	194000
14	515	-60919	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	3,17	0,77	1,00	205162
14	211.3	-72347	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
14	-60	-83776	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	3,17	0,77	1,00	205162
15	515	-96539	0	1	0	-1.37	2.75	0,00	4,12	0,73	1,00	194096
15	211.3	-107967	0	1	0	-1.37	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
15	-60	-119396	0	1	0	-1.37	2.75	0,00	4,12	0,73	1,00	194096
16	515	-80643	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	3,17	0,77	1,00	205120
16	211.3	-92072	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
16	-60	-103500	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	3,17	0,77	1,00	205120
17	515	-116263	0	1	0	-1.21	2.75	0,00	3,96	0,73	1,00	195944
17	211.3	-127692	0	1	0	-1.21	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
17	-60	-139120	0	1	0	-1.21	2.75	0,00	3,96	0,73	1,00	195944
18	515	-116838	0	1	0	-1.2	2.75	0,00	3,95	0,73	1,00	196013
18	211.3	-128266	0	1	0	-1.2	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
18	-60	-139695	0	1	0	-1.2	2.75	0,00	3,95	0,73	1,00	196013
19	515	-81792	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	3,17	0,77	1,00	205188
19	211.3	-93221	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
19	-60	-104649	0	1	0	-0.42	2.75	0,00	3,17	0,77	1,00	205188
20	515	-117412	0	1	0	-1.2	2.75	0,00	3,95	0,73	1,00	196082
20	211.3	-128841	0	1	0	-1.2	2.75	0,00	2,75	0,79	1,00	210025
20	-60	-140269	0	1	0	-1.2	2.75	0,00	3,95	0,73	1,00	196082

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.
SLU 1	515	357	-45977	0.44	1.5	3.35	11776	32.98
SLU 1	-60	357	-63559	0.44	1.5	4.63	13623	38.15
SLU 2	515	-6	-81597	0.44	1.5	5.95	15287	100
SLU 2	-60	-6	-99179	0.44	1.5	7.23	16751	100
SLU 3	515	0	-82172	0.44	1.5	5.99	15337	100
SLU 3	-60	0	-99754	0.44	1.5	7.27	16797	100
SLU 4	515	371	-47126	0.44	1.5	3.43	11905	32.13
SLU 4	-60	371	-64708	0.44	1.5	4.72	13735	37.06
SLU 5	515	7	-82746	0.44	1.5	6.03	15387	100
SLU 5	-60	7	-100328	0.44	1.5	7.31	16842	100
SLU 6	515	131	-66850	0.44	1.5	4.87	13941	100
SLU 6	-60	131	-84432	0.44	1.5	6.15	15533	100
SLU 7	515	-232	-102470	0.44	1.5	7.47	17011	73.23
SLU 7	-60	-232	-120053	0.44	1.5	8.75	18338	78.94
SLU 8	515	-226	-103045	0.44	1.5	7.51	17056	75.62
SLU 8	-60	-226	-120627	0.44	1.5	8.79	18380	81.49
SLU 9	515	145	-67999	0.44	1.5	4.96	14051	97.14
SLU 9	-60	145	-85581	0.44	1.5	6.24	15631	100
SLU 10	515	-219	-103619	0.44	1.5	7.55	17101	78.15
SLU 10	-60	-219	-121201	0.44	1.5	8.83	18421	84.18
SLU 11	515	464	-59770	0.44	1.5	4.36	13246	28.53
SLU 11	-60	464	-82627	0.44	1.5	6.02	15377	33.12
SLU 12	515	101	-95390	0.44	1.5	6.95	16447	100
SLU 12	-60	101	-118247	0.44	1.5	8.62	18206	100
SLU 13	515	107	-95965	0.44	1.5	6.99	16493	100
SLU 13	-60	107	-118822	0.44	1.5	8.66	18248	100
SLU 14	515	478	-60919	0.44	1.5	4.44	13362	27.97
SLU 14	-60	478	-83776	0.44	1.5	6.11	15476	32.4
SLU 15	515	114	-96539	0.44	1.5	7.04	16540	100
SLU 15	-60	114	-119396	0.44	1.5	8.7	18290	100
SLU 16	515	238	-80643	0.44	1.5	5.88	15204	63.8
SLU 16	-60	238	-103500	0.44	1.5	7.54	17092	71.72
SLU 17	515	-125	-116263	0.44	1.5	8.47	18060	100
SLU 17	-60	-125	-139120	0.44	1.5	10.14	19676	100
SLU 18	515	-118	-116838	0.44	1.5	8.52	18103	100
SLU 18	-60	-118	-139695	0.44	1.5	10.18	19715	100
SLU 19	515	252	-81792	0.44	1.5	5.96	15304	60.79
SLU 19	-60	252	-104649	0.44	1.5	7.63	17181	68.24
SLU 20	515	-112	-117412	0.44	1.5	8.56	18145	100
SLU 20	-60	-112	-140269	0.44	1.5	10.22	19754	100

Maschio 65

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	l	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
14281.4	242.7	14085.4	242.7	L2	L3	196	70	412	437.5	437.5	

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura a blocchi lapidei squadinati LC2

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
1	953	-28321	0	1	0.91	-0.69	2.06	0,00	2,28	0,85	1,00	226691
1	721.3	-34923	0	1	0.91	-0.69	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248
1	515	-41526	0	1	0.91	-0.69	2.06	0,00	2,28	0,85	1,00	226691
2	953	-48300	0	1	0.64	-2.62	2.06	0,00	4,04	0,77	1,00	205905
2	721.3	-54903	0	1	0.64	-2.62	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248
2	515	-61506	0	1	0.64	-2.62	2.06	0,00	4,04	0,77	1,00	205905
3	953	-48858	0	1	0.64	-2.59	2.06	0,00	4,00	0,77	1,00	206311
3	721.3	-55461	0	1	0.64	-2.59	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248
3	515	-62063	0	1	0.64	-2.59	2.06	0,00	4,00	0,77	1,00	206311
4	953	-29436	0	1	0.91	-0.67	2.06	0,00	2,31	0,85	1,00	226324
4	721.3	-36039	0	1	0.91	-0.67	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248
4	515	-42641	0	1	0.91	-0.67	2.06	0,00	2,31	0,85	1,00	226324

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	FI	Nu (daN)	
5	953	-49416	0	1	0.65	-2.56	2.06	0,00	3,97	0,77	1,00	206708	
5	721.3	-56018	0	1	0.65	-2.56	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
5	515	-62621	0	1	0.65	-2.56	2.06	0,00	3,97	0,77	1,00	206708	
6	953	-41179	0	1	0.76	-0.68	2.06	0,00	2,14	0,86	1,00	228348	
6	721.3	-47782	0	1	0.76	-0.68	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
6	515	-54384	0	1	0.76	-0.68	2.06	0,00	2,14	0,86	1,00	228348	
7	953	-61159	0	1	0.6	-2.21	2.06	0,00	3,67	0,79	1,00	210235	
7	721.3	-67761	0	1	0.6	-2.21	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
7	515	-74364	0	1	0.6	-2.21	2.06	0,00	3,67	0,79	1,00	210235	
8	953	-61716	0	1	0.6	-2.19	2.06	0,00	3,65	0,79	1,00	210517	
8	721.3	-68319	0	1	0.6	-2.19	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
8	515	-74922	0	1	0.6	-2.19	2.06	0,00	3,65	0,79	1,00	210517	
9	953	-42294	0	1	0.77	-0.67	2.06	0,00	2,16	0,85	1,00	228049	
9	721.3	-48897	0	1	0.77	-0.67	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
9	515	-55500	0	1	0.77	-0.67	2.06	0,00	2,16	0,85	1,00	228049	
10	953	-62274	0	1	0.6	-2.17	2.06	0,00	3,62	0,79	1,00	210794	
10	721.3	-68877	0	1	0.6	-2.17	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
10	515	-75479	0	1	0.6	-2.17	2.06	0,00	3,62	0,79	1,00	210794	
11	953	-36817	0	1	0.91	-0.69	2.06	0,00	2,28	0,85	1,00	226691	
11	721.3	-45400	0	1	0.91	-0.69	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
11	515	-53984	0	1	0.91	-0.69	2.06	0,00	2,28	0,85	1,00	226691	
12	953	-56796	0	1	0.68	-2.33	2.06	0,00	3,71	0,79	1,00	209779	
12	721.3	-65380	0	1	0.68	-2.33	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
12	515	-73964	0	1	0.68	-2.33	2.06	0,00	3,71	0,79	1,00	209779	
13	953	-57354	0	1	0.68	-2.31	2.06	0,00	3,68	0,79	1,00	210088	
13	721.3	-65938	0	1	0.68	-2.31	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
13	515	-74521	0	1	0.68	-2.31	2.06	0,00	3,68	0,79	1,00	210088	
14	953	-37932	0	1	0.91	-0.67	2.06	0,00	2,30	0,85	1,00	226406	
14	721.3	-46516	0	1	0.91	-0.67	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
14	515	-55099	0	1	0.91	-0.67	2.06	0,00	2,30	0,85	1,00	226406	
15	953	-57912	0	1	0.69	-2.28	2.06	0,00	3,66	0,79	1,00	210390	
15	721.3	-66495	0	1	0.69	-2.28	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
15	515	-75079	0	1	0.69	-2.28	2.06	0,00	3,66	0,79	1,00	210390	
16	953	-49675	0	1	0.79	-0.68	2.06	0,00	2,16	0,85	1,00	228064	
16	721.3	-58259	0	1	0.79	-0.68	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
16	515	-66842	0	1	0.79	-0.68	2.06	0,00	2,16	0,85	1,00	228064	
17	953	-69655	0	1	0.63	-2.02	2.06	0,00	3,45	0,80	1,00	212866	
17	721.3	-78238	0	1	0.63	-2.02	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
17	515	-86822	0	1	0.63	-2.02	2.06	0,00	3,45	0,80	1,00	212866	
18	953	-70213	0	1	0.64	-2	2.06	0,00	3,43	0,80	1,00	213093	
18	721.3	-78796	0	1	0.64	-2	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
18	515	-87380	0	1	0.64	-2	2.06	0,00	3,43	0,80	1,00	213093	
19	953	-50790	0	1	0.79	-0.67	2.06	0,00	2,18	0,85	1,00	227822	
19	721.3	-59374	0	1	0.79	-0.67	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
19	515	-67958	0	1	0.79	-0.67	2.06	0,00	2,18	0,85	1,00	227822	
20	953	-70770	0	1	0.64	-1.99	2.06	0,00	3,41	0,80	1,00	213317	
20	721.3	-79354	0	1	0.64	-1.99	2.06	0,00	2,06	0,86	1,00	229248	
20	515	-87937	0	1	0.64	-1.99	2.06	0,00	3,41	0,80	1,00	213317	

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.	
SLU 1	953	1393	-28321	0.44	1.5	2.06	9569	6.87	
SLU 1	515	1393	-41526	0.44	1.5	3.03	11260	8.09	
SLU 2	953	1203	-48300	0.44	1.5	3.52	12036	10	
SLU 2	515	1203	-61506	0.44	1.5	4.48	13420	11.15	
SLU 3	953	1223	-48858	0.44	1.5	3.56	12098	9.89	
SLU 3	515	1223	-62063	0.44	1.5	4.52	13475	11.02	
SLU 4	953	1431	-29436	0.44	1.5	2.15	9723	6.79	
SLU 4	515	1431	-42641	0.44	1.5	3.11	11392	7.96	
SLU 5	953	1242	-49416	0.44	1.5	3.6	12159	9.79	
SLU 5	515	1242	-62621	0.44	1.5	4.56	13530	10.89	
SLU 6	953	496	-41179	0.44	1.5	3	11219	22.61	
SLU 6	515	496	-54384	0.44	1.5	3.96	12692	25.58	
SLU 7	953	307	-61159	0.44	1.5	4.46	13385	43.59	
SLU 7	515	307	-74364	0.44	1.5	5.42	14642	47.69	
SLU 8	953	326	-61716	0.44	1.5	4.5	13441	41.18	
SLU 8	515	326	-74922	0.44	1.5	5.46	14693	45.01	
SLU 9	953	535	-42294	0.44	1.5	3.08	11351	21.22	
SLU 9	515	535	-55500	0.44	1.5	4.05	12809	23.94	
SLU 10	953	346	-62274	0.44	1.5	4.54	13496	39.03	
SLU 10	515	346	-75479	0.44	1.5	5.5	14744	42.64	
SLU 11	953	1810	-36817	0.44	1.5	2.68	10688	5.9	
SLU 11	515	1810	-53984	0.44	1.5	3.93	12650	6.99	
SLU 12	953	1621	-56796	0.44	1.5	4.14	12943	7.98	
SLU 12	515	1621	-73964	0.44	1.5	5.39	14606	9.01	
SLU 13	953	1641	-57354	0.44	1.5	4.18	13001	7.92	
SLU 13	515	1641	-74521	0.44	1.5	5.43	14657	8.93	
SLU 14	953	1849	-37932	0.44	1.5	2.76	10826	5.85	
SLU 14	515	1849	-55099	0.44	1.5	4.02	12767	6.9	
SLU 15	953	1660	-57912	0.44	1.5	4.22	13058	7.87	
SLU 15	515	1660	-75079	0.44	1.5	5.47	14707	8.86	
SLU 16	953	914	-49675	0.44	1.5	3.62	12188	13.33	
SLU 16	515	914	-66842	0.44	1.5	4.87	13940	15.25	
SLU 17	953	725	-69655	0.44	1.5	5.08	14207	19.6	
SLU 17	515	725	-86822	0.44	1.5	6.33	15736	21.71	
SLU 18	953	744	-70213	0.44	1.5	5.12	14259	19.16	
SLU 18	515	744	-87380	0.44	1.5	6.37	15784	21.21	
SLU 19	953	953	-50790	0.44	1.5	3.7	12309	12.92	
SLU 19	515	953	-67958	0.44	1.5	4.95	14047	14.74	
SLU 20	953	764	-70770	0.44	1.5	5.16	14311	18.74	
SLU 20	515	764	-87937	0.44	1.5	6.41	15831	20.73	

Maschio 123

Studio d'ingegneria civile dott. ing. Mario Smrekar – Scala G.G. Winckelmann 9 34131 Trieste – Tel/Fax 040 308734 – e-mail studio.smrekar@tiscalinet.it

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota i.	quota.s	l	sp.	h netta	h ini.	h fin.	a
14281.6	241.7	14085.4	241.7	L3	L4	196.3	68	413	438	438	

Materiale: (circ.617 C8A.2) Muratura in mattoni pieni e malta di calce LC1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) gammaM 3

comb.	quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver (cm)	Ft	Fl	Nu (daN)
1	1390	-15309	0	1	0	-1.25	2.07	0,00	3,31	0,80	1,00	94405
1	1159	-20570	0	1	0	-1.25	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
1	953	-25831	0	1	0	-1.25	2.07	0,00	3,31	0,80	1,00	94405
2	1390	-20483	0	1	0	-1.94	2.07	0,00	4,01	0,76	1,00	90629
2	1159	-25745	0	1	0	-1.94	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
2	953	-31006	0	1	0	-1.94	2.07	0,00	4,01	0,76	1,00	90629
3	1390	-21063	0	1	0	-1.89	2.07	0,00	3,96	0,77	1,00	90918
3	1159	-26324	0	1	0	-1.89	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
3	953	-31585	0	1	0	-1.89	2.07	0,00	3,96	0,77	1,00	90918
4	1390	-16469	0	1	0	-1.16	2.07	0,00	3,22	0,80	1,00	94878
4	1159	-21730	0	1	0	-1.16	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
4	953	-26991	0	1	0	-1.16	2.07	0,00	3,22	0,80	1,00	94878
5	1390	-21643	0	1	0	-1.84	2.07	0,00	3,91	0,77	1,00	91191
5	1159	-26904	0	1	0	-1.84	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
5	953	-32165	0	1	0	-1.84	2.07	0,00	3,91	0,77	1,00	91191
6	1390	-20878	0	1	0	-1.31	2.07	0,00	3,38	0,79	1,00	94050
6	1159	-26140	0	1	0	-1.31	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
6	953	-31401	0	1	0	-1.31	2.07	0,00	3,38	0,79	1,00	94050
7	1390	-26053	0	1	0	-1.85	2.07	0,00	3,91	0,77	1,00	91151
7	1159	-31314	0	1	0	-1.85	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
7	953	-36575	0	1	0	-1.85	2.07	0,00	3,91	0,77	1,00	91151
8	1390	-26632	0	1	0	-1.81	2.07	0,00	3,87	0,77	1,00	91368
8	1159	-31894	0	1	0	-1.81	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
8	953	-37155	0	1	0	-1.81	2.07	0,00	3,87	0,77	1,00	91368
9	1390	-22038	0	1	0	-1.24	2.07	0,00	3,31	0,80	1,00	94422
9	1159	-27299	0	1	0	-1.24	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
9	953	-32560	0	1	0	-1.24	2.07	0,00	3,31	0,80	1,00	94422
10	1390	-27212	0	1	0	-1.77	2.07	0,00	3,83	0,77	1,00	91576
10	1159	-32473	0	1	0	-1.77	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
10	953	-37735	0	1	0	-1.77	2.07	0,00	3,83	0,77	1,00	91576
11	1390	-19902	0	1	0	-1.25	2.07	0,00	3,31	0,80	1,00	94405
11	1159	-26741	0	1	0	-1.25	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
11	953	-33581	0	1	0	-1.25	2.07	0,00	3,31	0,80	1,00	94405
12	1390	-25076	0	1	0	-1.82	2.07	0,00	3,88	0,77	1,00	91320
12	1159	-31916	0	1	0	-1.82	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
12	953	-38755	0	1	0	-1.82	2.07	0,00	3,88	0,77	1,00	91320
13	1390	-25656	0	1	0	-1.78	2.07	0,00	3,84	0,77	1,00	91542
13	1159	-32495	0	1	0	-1.78	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
13	953	-39335	0	1	0	-1.78	2.07	0,00	3,84	0,77	1,00	91542
14	1390	-21061	0	1	0	-1.18	2.07	0,00	3,24	0,80	1,00	94775
14	1159	-27901	0	1	0	-1.18	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
14	953	-34740	0	1	0	-1.18	2.07	0,00	3,24	0,80	1,00	94775
15	1390	-26236	0	1	0	-1.74	2.07	0,00	3,80	0,77	1,00	91754
15	1159	-33075	0	1	0	-1.74	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
15	953	-39915	0	1	0	-1.74	2.07	0,00	3,80	0,77	1,00	91754
16	1390	-25471	0	1	0	-1.3	2.07	0,00	3,36	0,79	1,00	94114
16	1159	-32311	0	1	0	-1.3	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
16	953	-39150	0	1	0	-1.3	2.07	0,00	3,36	0,79	1,00	94114
17	1390	-30645	0	1	0	-1.76	2.07	0,00	3,82	0,77	1,00	91639
17	1159	-37485	0	1	0	-1.76	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
17	953	-44324	0	1	0	-1.76	2.07	0,00	3,82	0,77	1,00	91639
18	1390	-31225	0	1	0	-1.72	2.07	0,00	3,79	0,77	1,00	91815
18	1159	-38065	0	1	0	-1.72	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
18	953	-44904	0	1	0	-1.72	2.07	0,00	3,79	0,77	1,00	91815
19	1390	-26631	0	1	0	-1.24	2.07	0,00	3,31	0,80	1,00	94419
19	1159	-33470	0	1	0	-1.24	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
19	953	-40310	0	1	0	-1.24	2.07	0,00	3,31	0,80	1,00	94419
20	1390	-31805	0	1	0	-1.69	2.07	0,00	3,76	0,78	1,00	91985
20	1159	-38644	0	1	0	-1.69	2.07	0,00	2,07	0,85	1,00	101127
20	953	-45484	0	1	0	-1.69	2.07	0,00	3,76	0,78	1,00	91985

Verifica a taglio con rottura per fessurazione diagonale per azioni non sismiche Circ.617 C8.7.1.5 gammaM 3

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.
SLU 1	1390	-464	-15309	0.33	1.5	1.15	6250	13.47
SLU 1	953	-464	-25831	0.33	1.5	1.94	7738	16.67
SLU 2	1390	-1296	-20483	0.33	1.5	1.53	7021	5.42
SLU 2	953	-1296	-31006	0.33	1.5	2.32	8373	6.46
SLU 3	1390	-1303	-21063	0.33	1.5	1.58	7102	5.45
SLU 3	953	-1303	-31585	0.33	1.5	2.37	8441	6.48
SLU 4	1390	-478	-16469	0.33	1.5	1.23	6431	13.46
SLU 4	953	-478	-26991	0.33	1.5	2.02	7884	16.51
SLU 5	1390	-1310	-21643	0.33	1.5	1.62	7183	5.48
SLU 5	953	-1310	-32165	0.33	1.5	2.41	8509	6.5
SLU 6	1390	-1077	-20878	0.33	1.5	1.56	7077	6.57
SLU 6	953	-1077	-31401	0.33	1.5	2.35	8419	7.82
SLU 7	1390	-1909	-26053	0.33	1.5	1.95	7766	4.07
SLU 7	953	-1909	-36575	0.33	1.5	2.74	9006	4.72
SLU 8	1390	-1915	-26632	0.33	1.5	2	7839	4.09
SLU 8	953	-1915	-37155	0.33	1.5	2.78	9070	4.74
SLU 9	1390	-1090	-22038	0.33	1.5	1.65	7237	6.64
SLU 9	953	-1090	-32560	0.33	1.5	2.44	8554	7.85
SLU 10	1390	-1922	-27212	0.33	1.5	2.04	7912	4.12
SLU 10	953	-1922	-37735	0.33	1.5	2.83	9133	4.75
SLU 11	1390	-603	-19902	0.33	1.5	1.49	6939	11.5
SLU 11	953	-603	-33581	0.33	1.5	2.52	8671	14.37
SLU 12	1390	-1435	-25076	0.33	1.5	1.88	7641	5.32

comb.	quota	Vd	N	ftd	b	sigma0	Vu	c.s.	
SLU 12	953	-1435	-38755	0.33	1.5	2.9	9243	6.44	
SLU 13	1390	-1442	-25656	0.33	1.5	1.92	7715	5.35	
SLU 13	953	-1442	-39335	0.33	1.5	2.95	9304	6.45	
SLU 14	1390	-617	-21061	0.33	1.5	1.58	7102	11.51	
SLU 14	953	-617	-34740	0.33	1.5	2.6	8803	14.27	
SLU 15	1390	-1449	-26236	0.33	1.5	1.97	7789	5.38	
SLU 15	953	-1449	-39915	0.33	1.5	2.99	9366	6.46	
SLU 16	1390	-1216	-25471	0.33	1.5	1.91	7691	6.33	
SLU 16	953	-1216	-39150	0.33	1.5	2.93	9285	7.64	
SLU 17	1390	-2048	-30645	0.33	1.5	2.3	8330	4.07	
SLU 17	953	-2048	-44324	0.33	1.5	3.32	9820	4.8	
SLU 18	1390	-2055	-31225	0.33	1.5	2.34	8399	4.09	
SLU 18	953	-2055	-44904	0.33	1.5	3.36	9878	4.81	
SLU 19	1390	-1229	-26631	0.33	1.5	2	7839	6.38	
SLU 19	953	-1229	-40310	0.33	1.5	3.02	9407	7.65	
SLU 20	1390	-2061	-31805	0.33	1.5	2.38	8467	4.11	
SLU 20	953	-2061	-45484	0.33	1.5	3.41	9936	4.82	

C8.2. Verifica elementi di copertura

C8.2.1. Terzere LAM20/42

La luce maggiore è pari a 7,56 m; la luce di influenza in proiezione è pari a 2,90 m.

Carichi distribuiti applicati alla trave rompitratta

peso proprio solaio in legno	20 daN/m ² /cos21 x 2,90	62 daN/m	G1k = 96 daN/m
peso proprio trave LAM	410 x 0,20 x 0,42	34 daN/m	
coppi+impermeabilizzazione+doppio tavolato	120 daN/m ² /cos21 x 2,90	373 daN/m	G2k = 373 daN/m
neve	100 daN/m ² /cos21 x 2,90	311 daN/m	Qk = 311 daN/m

Dati geometrici

base	b	20	cm
altezza	h	42	cm
luce	L	7,56	m

Dati materiale

tipo legno	GI28h		
resistenza caratt. a flessione	f _{m,g,k}	280	daN/cm ²
resistenza caratt. a taglio	f _{v,g,k}	32	daN/cm ²
resistenza caratt. a compressione ort.	f _{c,90,g,k}	30	
modulo elastico medio //	E _{0,g,mean}	126.000	daN/cm ²
coefficiente di sicurezza	γ _M	1,45	

Condizioni ambientali e di carico

classe di servizio	1		
durata del carico	breve		
coefficiente	k _{mod}	0,9	
coefficiente	k _{def}	0,6	

Carichi agenti

strutturali	G1k	96	daN/m	x	1,3	124,8	daN/m
permanenti portati	G2k	373	daN/m	x	1,5	559,5	daN/m
variabili	Qk	311	daN/m	x	1,5	466,5	daN/m
	q _{d,SLE}	780	daN/m			q _{d,SLU}	1150,8 daN/m

Verifica a flessione

momento flettente massimo	M _{Ed}	8.222	daN m				
modulo di resistenza (bxh ² /6)	W	5.880	cm ³				
tensione di calcolo	σ _{m,d}	139,82	daN/cm ²				
resistenza a flessione (f _{m,k} x k _{mod} /γ _M)	f _{m,d}	173,79	daN/cm ²	>	σ _{m,d}	VERIFICATO	

Verifica a taglio

taglio massimo	V _{Ed}	4.350	daN				
sezione resistente	A	840	cm ²				
tensione di calcolo	τ _d	7,77	daN/cm ²				
resistenza a taglio (f _{v,k} x k _{mod} /γ _M)	f _{v,g,d}	19,86	daN/cm ²	>	τ _d	VERIFICATO	

Verifica a schiacciamento appoggio

compressione massima appoggio	V _{Ed}	4.350	daN				
lunghezza appoggio	l	25	cm				
base appoggio	b	20	cm				
superficie di appoggio	A _{app}	500	cm ²				
compressione di calcolo	σ _{c,90,d}	9	daN/cm ²				
resistenza a compressione (f _{c,90,k} x k _{mod} /γ _M)	f _{c,90,g,d}	18,62	daN/cm ²	>	σ _{c,90,d}	VERIFICATO	

Verifica freccia istantanea

momento d'inerzia (bxh ³ /12)	J	123.480	cm ⁴				
freccia ist. carichi variabili	U _{2,ist}	0,85	cm				
freccia ist. carichi permanenti	U _{1,ist}	1,28	cm				
freccia istantanea	U _{ist}	2,13					

corrispondente a L/ 355 < L/300 VERIFICATO

Verifica freccia finale

coefficiente di combinazione ψ_2 0
 freccia finale carichi variabili $U_{2,fin}$ 0,85 cm
 freccia finale carichi permanenti $U_{1,fin}$ 2,05 cm
 freccia netta finale $U_{net,fin}$ 2,90 cm

corrispondente a L/ 261 < L/250 VERIFICATO

C8.2.2.Terzere LAM20/34

La luce maggiore è pari a 5,84x1,05=6,13 m; la luce di influenza in proiezione è pari a 2,88m.

Carichi distribuiti applicati alla trave rompitratta

peso proprio solaio in legno	20 daN/m ² /cos21 x 2,88	62 daN/m	G1k = 90 daN/m
peso proprio trave LAM	410 x 0,20 x 0,34	28 daN/m	
coppi+impermeabilizzazione+doppio tavolato	120 daN/m ² /cos21 x 2,88	370 daN/m	G2k = 370 daN/m
neve	100 daN/m ² /cos21 x 2,88	308 daN/m	Qk = 308 daN/m

Dati geometrici

base b 20 cm
 altezza h 34 cm
 luce L 6,13 m

Dati materiale

tipo legno GI28h
 resistenza caratt. a flessione $f_{m,g,k}$ 280 daN/cm²
 resistenza caratt. a taglio $f_{v,g,k}$ 32 daN/cm²
 resistenza caratt. a compressione ort. $f_{c,90,g,k}$ 30
 modulo elastico medio // $E_{0,g,mean}$ 126.000 daN/cm²
 coefficiente di sicurezza γ_M 1,45

Condizioni ambientali e di carico

classe di servizio 1
 durata del carico breve
 coefficiente k_{mod} 0,9
 coefficiente k_{def} 0,6

Carichi agenti

strutturali G1k 90 daN/m x 1,3 117 daN/m
 permanenti portati G2k 370 daN/m x 1,5 555 daN/m
 variabili Qk 308 daN/m x 1,5 462 daN/m
 $q_{d,SLE}$ 768 daN/m $q_{d,SLU}$ 1134 daN/m

Verifica a flessione

momento flettente massimo M_{Ed} 5.327 daN m
 modulo di resistenza ($b x h^2/6$) W 3.853 cm³
 tensione di calcolo $\sigma_{m,d}$ 138,23 daN/cm²
resistenza a flessione ($f_{m,k} x k_{mod}/\gamma_M$) $f_{m,d}$ 173,79 daN/cm² > $\sigma_{m,d}$ VERIFICATO

Verifica a taglio

taglio massimo V_{Ed} 3.476 daN
 sezione resistente A 680 cm²
 tensione di calcolo τ_d 7,67 daN/cm²
resistenza a taglio ($f_{v,k} x k_{mod}/\gamma_M$) $f_{v,g,d}$ 19,86 daN/cm² > τ_d VERIFICATO

Verifica a schiacciamento appoggio

compressione massima appoggio V_{Ed} 3.476 daN
 lunghezza appoggio l 25 cm
 base appoggio b 20 cm
 superficie di appoggio A_{app} 500 cm²
 compressione di calcolo $\sigma_{c,90,d}$ 7 daN/cm²

resistenza a compressione ($f_{c,90,k} \times k_{mod}/\gamma_M$) $f_{c,90,g,d}$ **18,62 daN/cm²** **>** $\sigma_{c,90,d}$ **VERIFICATO**

Verifica freccia istantanea

momento d'inerzia ($b \times h^3/12$)	J	65.507	cm ⁴
freccia ist. carichi variabili	$U_{2,ist}$	0,69	cm
freccia ist. carichi permanenti	$U_{1,ist}$	1,02	cm
freccia istantanea	U_{ist}	1,71	

corrispondente a **L/ 358** **<** **L/300** **VERIFICATO**

Verifica freccia finale

coefficiente di combinazione	ψ_2	0	
freccia finale carichi variabili	$U_{2,fin}$	0,69	cm
freccia finale carichi permanenti	$U_{1,fin}$	1,64	cm
freccia netta finale	$U_{net,fin}$	2,33	cm

corrispondente a **L/ 264** **<** **L/250** **VERIFICATO**

Verifica del collegamento bullonato con le travi UPN240

La resistenza caratteristica dell'unione acciaio-legno, per ciascun mezzo di unione e piano di taglio è pari a:

Per unioni a doppio piano di taglio con piastra di acciaio di qualsiasi spessore in posizione centrale:

$$F_{v,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,1 f_{hld} t_l \phi \\ 1,1 f_{hld} t_l \phi \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{yd}}{f_{hld} t_l \phi^2}} - 1 \right] \\ 1,5 \sqrt{2M_{yd} f_{hld} \phi} \end{array} \right.$$

$$M_{yd} = 0,8 f_{uk} \phi / 6 / 1,1$$

$$f_{h0k} = 0,082(1 - 0,01\phi) \rho_k$$

$$f_{hld} = \frac{f_{h0k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \frac{k_{mod}}{\gamma}; k_{90} = 1,35 + 0,015\phi$$

Dati legno

tipo legno	GI28h		
resistenza caratt. a flessione	$f_{m,g,k}$	280	daN/cm ²
resistenza caratt. a taglio	$f_{v,g,k}$	32	daN/cm ²
massa specifica	$\rho_{c,90,g,k}$	410	kg/m ³
modulo elastico medio //	$E_{0,g,mean}$	126000	daN/cm ²
coefficiente di sicurezza	γ_M	1,45	

Dati bullonatura

resistenza ultima caratteristica	f_{uk}	500	MPa
diametro	ϕ	12	mm

Calcolo resistenza

angolo tra azione e fibratura	α	90	°
resistenza a rifollamento // fibratura	f_{h0k}	29,59	N/mm ²
coefficiente	k_{90}	1,53	
coefficiente	k_{mod}	0,9	
coefficiente di sicurezza connessioni legno	γ	1,5	
resistenza a rifollamento di progetto secondo α	$f_{h\alpha d}$	11,60	N/mm ²
momento plasticizzazione di progetto gambo unione	M_{yRd}	104.727	N mm

spessore trave	t	200	mm
altezza trave	h	300	mm
spessore piastra centrale	s	15	mm
spessore coprigiunto in legno	t_i	92,5	mm

Resistenza dell'unione **F_{vRd}** **7.557,86** **N**

Considerando 3 barre filettate, la sollecitazione massima per ciascun mezzo di unione e piano di taglio è pari a:

$$F_{vEd} = V_{Ed} / (2 \times 3) = 3.500/6 = 583 \text{ daN} < F_{vRd} = 756 \text{ daN} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica rottura a taglio dei bulloni

Il taglio sollecitante su ciascun bullone M12 cl. 5.6 per piano di taglio è pari a:

$$F_{vEd} = V_{Ed} / (2 \times 3) = 3.500/6 = 583 \text{ daN}$$

$$F_{vRd} = 0,6 \times 5.000 \times 0,843/1,25 = 2.023 \text{ daN} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica rifollamento piastra acciaio

Dati piastra S275:

$$s = 10 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$p_1 = 75 \text{ mm}$$

Per il bullone di bordo:

$$\alpha = \min(50/39; 800/430; 1) = 1$$

$$k = \min(2,8 \times 35/13 - 1,7; 2,5) = 2,5$$

$$F_{bRd} = 1 \times 2,5 \times 4.300 \times 1,2 \times 1,0/1,25 = 10.320 \text{ daN} > F_{vEd} = V_{Ed} / 3 = 3.500/3 = 1.167 \text{ daN} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica cordone di saldatura a cordone doppio

Lato del cordone: $l = 7 \text{ mm}$

Altezza di gola: $a \geq 7 \times \sin 45^\circ = 5 \text{ mm}$

Lunghezza cordone: $L = 300 \text{ mm}$

Azione su ciascun cordone:

$$F_{wEd} = 35.000/300/2 = 58 \text{ N/mm}$$

Resistenza del cordone:

$$F_{wRd} = 5 \times 430/(\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25) = 1.168 \text{ N/mm} > 58 \text{ N/mm} \quad \text{VERIFICATO}$$

C8.2.3. Falsi puntoni MAS14/18

Lo schema statico è su tre appoggi, con luci di 4,10 m e 1,70 m in proiezione; l'interasse è pari a 65 cm.

Carichi distribuiti applicati alla trave rompitratta

peso proprio trave MAS	$600 \times 0,14 \times 0,16 / \cos 21$	16 daN/m	G1k = 16 daN/m
coppi+impermeabilizzazione+doppio tavolato	$120 \text{ daN/m}^2 / \cos 21 \times 0,65$	84 daN/m	G2k = 118 daN/m
pannelli fotovoltaici	$50 \text{ daN/m}^2 / \cos 21 \times 0,65$	35 daN/m	
neve	$100 \text{ daN/m}^2 / \cos 21 \times 0,65$	70 daN/m	Qk = 70 daN/m

Dati geometrici

base	b	14 cm
altezza	h	18 cm
luce maggiore	L1	4,1 m
luce minore	L2	1,7 m

Dati materiale

tipo legno	corrisp. C24	
resistenza caratt. a flessione	$f_{m,g,k}$	240
resistenza caratt. a taglio	$f_{v,g,k}$	25
modulo elastico medio //	$E_{0,g,mean}$	110000
coefficiente di sicurezza	γ_M	1,5

Condizioni ambientali e di carico

classe di servizio	1	
durata del carico	breve	
coefficiente	k_{mod}	0,9
coefficiente	k_{def}	0,6

Carichi agenti

strutturali	G1k	16 daN/m	x	1,3	20,8 daN/m
permanenti portati	G2k	118 daN/m	x	1,5	177 daN/m
variabili	Qk	70 daN/m	x	1,5	105 daN/m
	$q_{d,SLE}$	204 daN/m		$q_{d,SLU}$	302,8 daN/m

Verifica a flessione

momento massimo negativo	M-	482 daN m		
momento massimo positivo	M+	165 daN m		
momento flettente massimo	M_{Ed}	482 daN m		
modulo di resistenza ($b x h^2 / 6$)	W	756 cm ³		
tensione di calcolo	$\sigma_{m,d}$	63,73 daN/cm ²		
resistenza a flessione ($f_{m,k} \times k_{mod} / \gamma_M$)	$f_{m,d}$	144,00 daN/cm²	>	$\sigma_{m,d}$ VERIFICATO

Verifica a taglio

taglio massimo	V_{Ed}	621 daN		
sezione resistente	A	252 cm ²		
tensione di calcolo	τ_d	3,69 daN/cm ²		
resistenza a taglio ($f_{v,k} \times k_{mod} / \gamma_M$)	$f_{v,g,d}$	15,00 daN/cm²	>	τ_d VERIFICATO

Verifica freccia istantanea

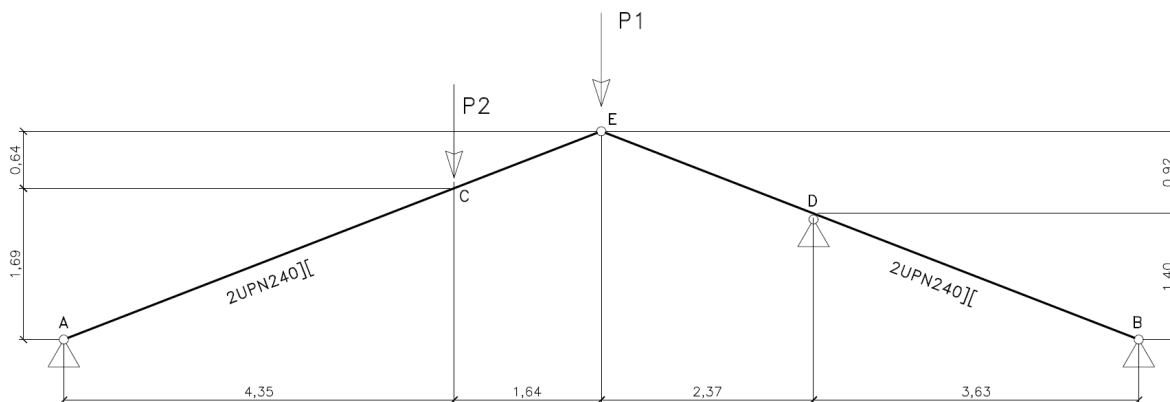
momento d'inerzia ($b x h^3 / 12$)	J	6.804 cm ⁴		
freccia ist. carichi variabili	$U_{2,ist}$	0,34 cm		
freccia ist. carichi permanenti	$U_{1,ist}$	0,66 cm		
freccia istantanea	U_{ist}	1,00 cm		
corrispondente a	L/ 409		<	L/300 VERIFICATO

Verifica freccia finale

coefficiente di combinazione	ψ_2	0		
freccia finale carichi variabili	$U_{2,fin}$	0,3 cm		
freccia finale carichi permanenti	$U_{1,fin}$	1,1 cm		
freccia netta finale	$U_{net,fin}$	1,4 cm		
corrispondente a	L/ 293		<	L/250 VERIFICATO

C8.2.4. Travi metalliche UPN240][

Si riportano di seguito lo schema statico ed i diagrammi di sollecitazione delle travi metalliche UPN240 di copertura:



Le azioni P1 e P2 sono le rispettivamente le azioni del colmo e della terza nella situazione più sfavorevole.

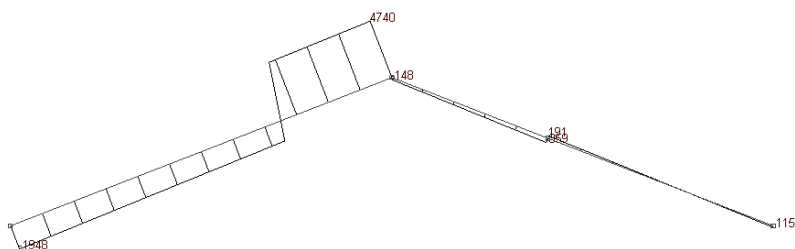
azione P1 - colmo

G1k	$20/\cos 21 \times 11,6 + 410 \times 0,34 \times 0,2$	412 daN
G2k	$120/\cos 21 \times 11,6$	1.491 daN
Qk	$100/\cos 21 \times 11,6$	1.242 daN
totale		3.145 daN

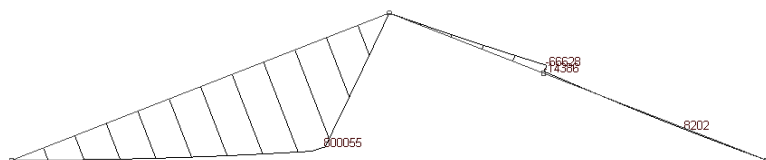
azione P2 - terza

G1k	$20/\cos 21 \times 16,8 + 410 \times 0,34 \times 0,2$	523 daN
G2k	$120/\cos 21 \times 16,8$	2.159 daN
Qk	$100/\cos 21 \times 16,8$	1.799 daN
totale		4.481 daN

Taglio massimo



Momento flettente massimo



Verifica dell'asta maggiormente sollecitata – AE

Unità di misura: cm, daN, deg, .C, s
 Lunghezza= 642.4 Nodo iniziale n.2 Nodo finale n.5 Cerniera iniziale: Svincolo: M3 Cerniera finale: Svincolo: M3
 Sezione: A3; UPN240; 1; Nessuno; Materiale: S275; Rotazione: 0.; Sovreresistenza:0%; Sisma Z:No;
 Mensola Y: Nessuno; Mensola X: Nessuno; Svergolamento: Nessuno;
 fy=2750 classe peggiore 1
 Snellezza 186 curva X c curva Y c chix= 0.661 chiy= 0.174 Ncr,x=180819.047 Ncr,y=25352.82 betam=1 betan=0.7

Resistenza: compressione p. 4.2.4.1.2 (4.2.10) NTC08

R2 =0.063 in comb. Famiglia "SLU" SLU x=0
 rox =0 roy =0 NEd=-13988.305 Nc,Rd=221663.672 classe 1

Resistenza: flessione semplice con forza assiale p. 4.2.4.1.2 NTC08

R4 =0.486 in comb. Famiglia "SLU" SLU x=449.651
 NEd=-13848.039 Mx,Ed=794514.688 Npl,Rd=221663.672 Mn,x,Rd=1874040.875
 formula conservativa (6.2) p. 6.2.1 EN 1993-1-1:2005
 rox =0 roy =0 classe 1

Resistenza: taglio Y p. 4.2.4.1.2 (4.2.17) NTC08

R7 =0.069 in comb. Famiglia "SLU" SLU x=642.359
 VEd=-4739.587 Vc,Rd=68952.117

Instabilità: compressione semplice p. 4.2.4.1.3.1 (4.2.42) NTC08

B1 =0.362 in comb. Famiglia "SLU" SLU x=0
 NEd=-13988.305 Nb,Rd=38599.508
 chi =0.174 classe 1

Instabilità: flessione deviata con compressione p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, C4.2.4.1.3.3.2

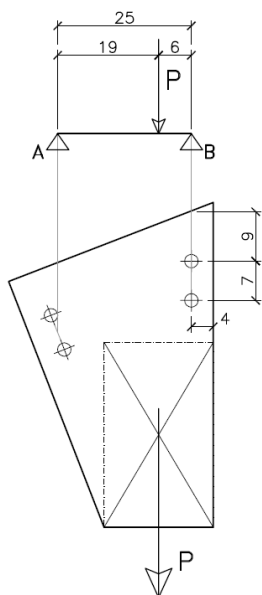
B4 =0.62 in comb. Famiglia "SLU" SLU x=0 classe 1
 NEd=-13988.305 Mx,Ed=800054.813 My,Ed=0
 NRk=232746.844 Mx,Rk=1967742.875 My,Rk=636645.75
 cm.x=0.95 cm.y=0.6 kxx=1.005 kxy=0.543 kyx=0.603 kyy=0.904

Frecce massime e minime nelle combinazioni (relative alla congiungente nodo iniziale nodo finale):
 comb. Famiglia "SLE rara" 2 fx=0 x=406.827 fy=1.232 x=364.003 rapp. luce/freccia = 521.525; freccia < luce/400

Verifica della giunzione con terzere

Si riporta la verifica delle bullonature a taglio e della piastra intermedia tra i due profili a rifollamento.

Si considerano 4 bulloni M12 cl. 8.8.



$$P = 2 \times 3.500 = 7.000 \text{ daN}$$

$$VB = 7.000 \times 19/25 = 5.320 \text{ daN}$$

Verifica bulloni a taglio

$$F_{VEd} = 5.320/4 = 1.330 \text{ daN} \quad (\text{azione su ciascuna sup. di taglio dei bulloni più caricati})$$

$$F_{VRd} = 0,6 \times 8.000 \times 0,843/1,25 = 3.237 \text{ daN} > F_{VEd} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica rifollamento piastra s=15mm in S275

$$F_{VEd} = 5.320/2 = 2.660 \text{ daN} \quad (\text{azione di rifollamento dal bullone})$$

$$\alpha = \min(70/(3 \times 13) - 0,25; 800/430; 1) = 1$$

$$k = \min(2,8 \times 40/13 - 1,7; 2,5) = 2,5$$

$$F_{bRd} = 1 \times 2,5 \times 4.300 \times 1,2 \times 1,0/1,25 = 15.480 \text{ daN} > F_{VEd}$$

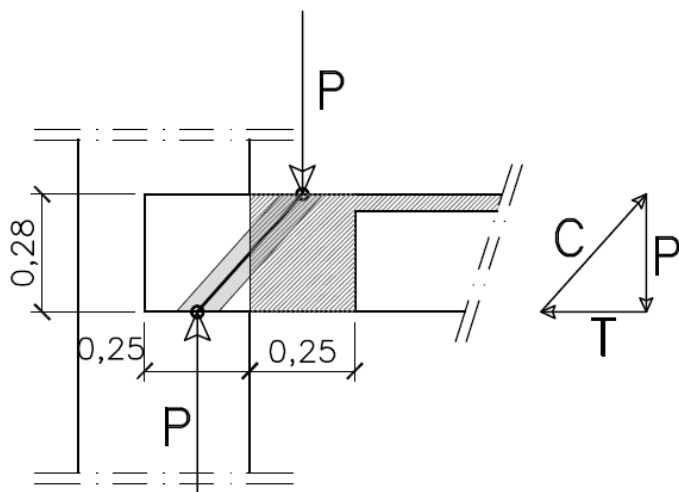
VERIFICATO

C8.3. Verifica dei nuovi solai di piano

C8.3.1. Solaio laterocemento con luce maggiore

Schema									
numero appoggi	n_{app}		3						
Materiali									
resistenza a compressione cls	R_{ck}		35	MPa					
resistenza cilindrica cls	f_{ck}		29	MPa					
resistenza compressione di calcolo	f_{cd}		16,43	MPa					
resistenza caratteristica snervamento acciaio	f_{yk}		450	MPa					
resistenza snervamento di calcolo	f_{yd}		391,3	MPa					
Dati geometrici									
altezza pignatte	h_p		24	cm					
altezza cappa	h_s		4	cm					
altezza complessiva	H		28	cm					
copriferro	d'		3	cm					
altezza utile	d		24	cm					
tipo solaio			TRAVETTI BINATI						
larghezza anima	bw		24	cm					
interasse travetti	i		62	cm					
luce solaio	L		5,2	m					
tipo di travetto Trigon									
S7									
armatura a flessione corrispondente			6,16	cm ²					
armatura aggiuntiva in campata		0	0	cm ²					
			0,00	cm ²					
armatura aggiuntiva superiore in campata		0	0	cm ²					
			0,00	cm ²					
armatura aggiuntiva superiore agli appoggi		4	0	16					
		0	0	0					
			8,04	cm ²					
armatura aggiuntiva inferiore agli appoggi		2	0	14					
			3,08	cm ²					
armatura tesa complessiva in campata									
$A_{s,camp}$			6,16	cm ²					
armatura compressa complessiva in campata									
$A'_{s,camp}$			0,00	cm ²					
armatura tesa complessiva appoggi									
$A_{s,app}$			8,04	cm ²					
armatura compressa complessiva appoggi									
$A'_{s,app}$			3,08	cm ²					
Analisi dei carichi									
Carichi permanenti strutturali	G_1		4,13	kN/m ²	γ_{G1}		1,3		
Carichi permanenti non strutturali	G_2		1,20	kN/m ²	γ_{G2}		1,5		
Carichi variabili	Q_{k1}		15,00	kN/m ²	γ_{Qk1}		1,5		
carico di progetto SLU su un travetto	$q_{d,SLU}$		18,39	kN/m					
carico di progetto SLE su un travetto	$q_{d,SLE}$		12,60	kN/m					
Solicitazioni di progetto									
Momento massimo in campata ql2/10	$M_{E,d,camp}$		49,74	kN m					
Momento massimo agli appoggi ql2/8	$M_{E,d,app}$		62,17	kN m					
Taglio agli appoggi	$V_{E,d}$		47,83	kN					
Momento massimo agli appoggi ql2/10	$M_{E,SLE}$		34,08	kN m					
Verifica a flessione									
Momento resistente in campata	$M_{R,d,camp}$		55,00	kN m	>	$M_{E,d,camp}$	49,74	kN m	VERIFICATO
Momento resistente agli appoggi	$M_{R,d,app}$		69,04	kN m	>	$M_{E,d,app}$	62,17	kN m	VERIFICATO
Verifica a taglio negli appoggi									
coefficiente	k		1,91						
	v_{min}		0,5	Mpa					
rapporto geometrico armatura longitudinale	ρ_l		0,014	<	0,02				
Taglio resistente agli appoggi	$V_{R,d}$		117,09	kN	>	$V_{E,d}$	47,83	kN	VERIFICATO
Verifica armatura inferiore appoggi									
sforzo di trazione pari al taglio	$N_{E,d}$		47,83	kN					
resistenza a trazione	$N_{R,d}$		120,41	kN	>	$N_{E,d}$	47,83	kN	VERIFICATO
Verifica tensioni di esercizio in mezzzeria									
Momento sollecitante in mezzzeria SLE	$M_{E,SLE}$		34,08	kN m					
tensione nel calcestruzzo	σ_c		7,245	N/mm ²	<	0,45	f_{ck}	13,05	N/mm ² VERIFICATO
tensione nell'acciaio	σ_s		242	N/mm ²	<	0,8	f_{yk}	360	N/mm ² VERIFICATO

C8.3.2. Verifica code di rondine



Considerando un interasse tra le code di rondine di 1,50m, su ciascuna mensola agisce:

$$P = (1,5 \times (413 + 120 + 1500) \times 4,20/2) \times 1,50 = 9.608 \text{ daN/coda di rondine}$$

1. Dati sui materiali

resistenza caratteristica calcestruzzo	R_{ck}	350	daN/cm ²
resistenza di progetto calcestruzzo	f_{cd}	165	daN/cm ²
resistenza caratteristica snervamento acciaio	f_{yk}	4.500	daN/cm ²
resistenza di progetto snervamento acciaio	f_{yd}	3.913	daN/cm ²

2. Geometria e carichi mensola

lunghezza mensola	l	25	cm
larghezza mensola	b	25	cm
altezza mensola	h	28	cm
altezza utile mensola	d	25,5	cm
altezza braccio coppia interna	$z = 0,85 d$	21,7	cm
larghezza biella calcestruzzo compressa	$x = 0,2 d$	5,1	cm
carico agente sulla mensola	P	9.608	daN

3. Verifica tirante

trazione sulle barre di armatura	$T = P \times l/z$	11.069	daN	
numero di barre	n	2		
diametro delle barre	\varnothing	14	mm	
armatura torale	A_s	3,08	cm ²	
resistenza a trazione barre armatura	F_{Rds}	12.052	daN	> T VERIFICATO

4. Verifica puntone

azione di compressione nella biella cls	$C = (P^2 + T^2)^{0,5}$	14.657	daN	
resistenza a compressione biella	F_{Rdc}	20.989	daN	> C VERIFICATO

C8.4. Verifica nuove travi c.a. fuori spessore



Trave 01 – 1°P /2°P

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio B450C $f_{yk}=4500$

Calcestruzzo C28/35 $f_{ck,cub}$ (cubica)= 350 f_{ck} (cilindrica)= 290.5

OUTPUT CAMPATE

Campata considerata a comportamento non dissipativo.

Le sollecitazioni sismiche sono moltiplicate per il fattori di struttura

sezione a T H tot. 50 H ala 28 B ala 90 B anima 50 Cs 2 Ci 3

sovrarresistenza 0%

Verifiche in stato limite ultimo

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	comb.	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VEd	comb.	VRcd	VRd	VRsd	teta	ver.
0	40.72	4.2	40.72	5.2	-197919	SLU 17	31642	-6571840	0.18	0	0	0	46172	SLU 17	82967	16822	0	45	
15	40.72	4.2	40.72	5.2	471725	SLU 20	471725	6594374	0.135	0.314	0	0	44227	SLU 17	82967	16822	49564	45	
238	40.72	4.2	54.29	6.2	7118297	SLU 20	7403031	8521581	0.17	0.211	0	0	15300	SLU 17	81115	17056	32577	45	
476	40.72	4.2	54.29	6.2	7085655	SLU 17	7376066	8521581	0.17	0.211	0	0	-15574	SLU 20	81115	17056	-32577	45	
672	40.72	4.2	40.72	5.2	1555005	SLU 17	1555005	6594374	0.135	0.315	0	0	-40934	SLU 20	82967	16822	-49698	45	
714	40.72	4.2	40.72	5.2	-295839	SLU 20	131067	-6571840	0.18	0	0	0	-46446	SLU 20	82967	16822	0	45	

Verifiche in esercizio

x	M.rara	Comb.R	sigma c. rara	sigma f. rara	M.QP	Comb.QP	sigma c. QP	srmi	wki rara	wki freq.	wki QP	srms	wks rara	wks freq.	wks QP	fg. rara	ff. rara	fg. QP	ff. QP	ver.
0	103281	4	2	48	89919	1	2									0	0	0	0	
15	327152	5	8	152	284070	2	7									0	0	0	0	
238	5129159	5	107	2532	4448455	2	92	17	0.02	0.019	0.017					1.14	0.94	0.99	0.81	
476	5110211	2	106	2523	4431682	2	92	17	0.02	0.018	0.017					1.14	0.93	0.98	0.81	
672	1076813	2	23	661	933118	2	20	18.7	0.004	0.004	0.003					0	0	0	0	
714	478408	1	12	222	414083	1	10									0	0	0	0	

Trave 03 – 1°P /2°P

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio B450C $f_{yk}=4500$

Calcestruzzo C28/35 $f_{ck,cub}$ (cubica)= 350 f_{ck} (cilindrica)= 290.5

OUTPUT CAMPATE

Campata considerata a comportamento non dissipativo.

Le sollecitazioni sismiche sono moltiplicate per il fattori di struttura

sezione a T H tot. 55 H ala 28 B ala 90 B anima 50 Cs 3 Ci 3

sovrarresistenza 0%

Verifiche in stato limite ultimo

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	comb.	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VEd	comb.	VRcd	VRd	VRsd	teta	ver.
0	40.72	5.2	40.72	5.2	-394417	SLU 20	21912	-7209206	0.165	0	0	0	43893	SLU 20	92226	17679	0	45	
40	40.72	5.2	40.72	5.2	1313690	SLU 17	1313690	7304152	0.142	0.314	0	0	41415	SLU 20	92226	17679	55096	45	
274	40.72	5.2	67.86	6.8	9037871	SLU 17	9457599	11542994	0.216	0.158	0	0	20561	SLU 20	89263	18416	26737	45	
547	40.72	5.2	67.86	6.8	9491638	SLU 17	9835443	11542994	0.216	0.158	0	0	-17247	SLU 17	89263	18416	-26737	45	
776	40.72	5.2	40.72	5.2	1917471	SLU 17	1917471	7304152	0.142	0.314	0	0	-48837	SLU 17	92226	17679	-55096	45	
821	40.72	5.2	40.72	5.2	-409013	SLU 20	55217	-7209206	0.165	0	0	0	-55054	SLU 17	92226	17679	0	45	

Verifiche in esercizio

x	M.rara	Comb.R	sigma c. rara	sigma f. rara	M.QP	Comb.QP	sigma c. QP	srmi	wki rara	wki freq.	wki QP	srms	wks rara	wks freq.	wks QP	fg. rara	ff. rara	fg. QP	ff. QP	ver.
0	331621	1	7	130	275136	1	6									0	0	0	0	
40	906276	2	18	357	781915	2	16									0	0	0	0	
274	6560739	2	113	2432	5704917	2	98	16.4	0.019	0.017	0.016					1.46	1.14	1.27	0.99	
547	6812831	2	118	2525	5905578	2	102	16.4	0.019	0.018	0.017					1.48	1.16	1.29	1.01	
776	1315976	2	25	729	1118064	2	21	19.3	0.005	0.004	0.004					0	0	0	0	
821	566726	1	12	223	466428	1	10									0	0	0	0	

Trave 07 – 2°P

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio B450C fyk= 4500

Calcestruzzo C28/35 fck,cub (cubica)= 350 fck (cilindrica)= 290.5

OUTPUT CAMPATE

Campata considerata a comportamento non dissipativo.

Le sollecitazioni sismiche sono moltiplicate per il fattori di struttura

sezione a T H tot. 60 H ala 28 B ala 100 B anima 60 Cs 3 Ci 3

sovrarresistenza 0%

Verifiche in stato limite ultimo

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	comb.	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VEd	comb.	VRcd	VRd	VRsd	teta	ver.
0	49.76	5.2	49.76	5.2	-447731	SLU 20	36541	-9781604	0.151	0	0	0	62027	SLU 17	121783	22338	0	45	
45	49.76	5.2	49.76	5.2	2187107	SLU 12	2187107	9874467	0.133	0.314	0	0	55113	SLU 17	121783	22338	60628	45	
277	49.76	5.2	76.91	6.6	10853908	SLU 17	11280899	14656748	0.189	0.163	0	0	19419	SLU 17	118646	24000	30584	45	
555	49.76	5.2	76.91	6.6	10329956	SLU 17	10850800	14656748	0.189	0.163	0	0	-23190	SLU 20	118646	24000	-30584	45	
792	49.76	5.2	49.76	5.2	1439248	SLU 17	1439248	9874467	0.133	0.314	0	0	-47068	SLU 20	121783	22338	-60628	45	
832	49.76	5.2	49.76	5.2	-502025	SLU 20	-17955	-9781604	0.151	0	0	0	-49729	SLU 20	121783	22338	0	45	

Verifiche in esercizio

x	M.rara	Comb.R	sigma c. rara	sigma f. rara	M.QP	Comb.QP	sigma c. QP	srmi	wki rara	wki freq.	wki QP	srms	wks rara	wks freq.	wks QP	fg. rara	ff. rara	fg. QP	ff. QP	ver.
0	655375	1	10	185	539062	1	8									0	0	0	0	
45	1501021	2	23	423	1275564	2	19									0	0	0	0	
277	7825471	2	100	2265	6790966	2	87	17	0.018	0.016	0.015					1.16	0.94	1.01	0.82	
555	7534750	2	97	2181	6556843	2	84	17	0.017	0.016	0.015					1.14	0.93	0.99	0.81	
792	989868	2	15	279	848435	2	13									0	0	0	0	
832	334321	1	5	94	269284	1	4									0	0	0	0	

Trave 09 – 1°P/2°P

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio B450C fyk= 4500

Calcestruzzo C25/30 fck,cub (cubica)= 300 fck (cilindrica)= 249

OUTPUT CAMPATE

Campata considerata a comportamento non dissipativo.

Le sollecitazioni sismiche sono moltiplicate per il fattori di struttura

sezione a T H tot. 50 H ala 28 B ala 90 B anima 50 Cs 2 Ci 3

sovrarresistenza 0%

Verifiche in stato limite ultimo

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	comb.	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VEd	comb.	VRcd	VRd	VRsd	teta	ver.
0	40.72	4.2	40.72	5.2	-302238	SLU 20	158847	-6554405	0.186		0	0	48841	SLU 20	71114	15979	0	45	
45	40.72	4.2	40.72	5.2	1749398	SLU 17	1749398	6575454	0.141	0.314	0	0	42941	SLU 20	71114	15979	49564	45	
257	40.72	4.2	67.86	6.8	7919401	SLU 17	8197733	10357566	0.242	0.314	0	0	15102	SLU 20	68575	16025	47794	45	
515	40.72	4.2	67.86	6.8	7465895	SLU 17	7815566	10357566	0.242	0.314	0	0	-18637	SLU 17	68575	16025	-47794	45	
727	40.72	4.2	40.72	5.2	1368457	SLU 20	1368457	6575454	0.141	0.314	0	0	-35615	SLU 17	71114	15979	-49564	45	
772	40.72	4.2	40.72	5.2	-289918	SLU 17	158894	-6554405	0.186	0	0	0	-38256	SLU 17	71114	15979	0	45	

Verifiche in esercizio

x	M.rara	Comb.R	sigma c. rara	sigma f. rara	M.QP	Comb.QP	sigma c. QP	srmi	wki rara	wki freq.	wki QP	srms	wks rara	wks freq.	wks QP	fg. rara	ff. rara	fg. QP	ff. QP	ver.
0	552348	1	13	254	479732	1	12									0	0	0	0	
45	1213354	2	26	745	1054696	2	23	18.7	0.005	0.005	0.004					0	0	0	0	
257	5691283	2	114	2362	4956117	2	99	16	0.018	0.017	0.015					1.5	1.12	1.31	0.97	
515	5436489	2	109	2257	4752261	2	95	16	0.017	0.016	0.015					1.48	1.1	1.29	0.96	
727	959526	5	21	589	851875	2	19	18.7	0.004	0.003	0.003					0	0	0	0	
772	401767	4	10	184	359268	1	9									0	0	0	0	

C8.5. Verifica travi metalliche di caposcala esistenti

Trave del pianerottolo intermedio INP280

Il carico distribuito per i pianerottoli e le rampe scala è pari a:

$$q_{\text{scala}} = 25 \times 1,3 + 528 \times 1,5 + 400 \times 1,5 = 1.425 \text{ daN/m}^2$$

La luce di influenza è pari a $L_0 = 2,50/2 = 1,25 \text{ m}$

Il carico distribuito sulla trave è pari a:

$$q_{E,d} = 1.425 \times 1,25 = 1.781 \text{ daN/m}$$

Considerando uno schema statico su 3 appoggi, il momento massimo agente è pari a:

$$M = 1.781 \times 2,81^2/8 = 1.758 \text{ daN m}$$

Il taglio massimo è pari a:

$$V_{E,d} = 1.781 \times 2,81/2 = 2.502 \text{ daN}$$

$$W_x = 541,17 \text{ cm}^3$$

$$A_v = 28,28 \text{ cm}^2$$

Si considera a favore di sicurezza che il materiale della trave sia S235 LC1 (FC=1,35).

$$M_{c,Rd} = 2.350 \times 541,17 / (100 \times 1,05 \times 1,35) = 8.971 \text{ daN m} > M = 1.758 \text{ daN m}$$

$$V_{c,Rd} = 2.350 \times 28,28 / (\sqrt{3} \times 1,05 \times 1,35) = 27.068 \text{ daN} > V_{E,d} = 2.502 \text{ daN}$$

D. Relazione di calcolo - Nuova tettoia metallica

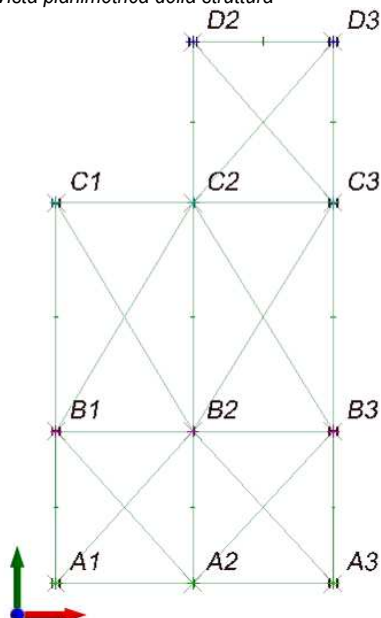
D1. Premessa

La presente relazione riguarda il progetto di una tettoia metallica da realizzarsi a completamento dell'intervento di trasformazione dell'edificio 7 del complesso della ex Caserma Beleno in via Pasquale Revoltella a Trieste in archivio comunale. La tettoia è situata all'estremità Est dell'edificio ed è indipendente e sismicamente giuntata rispetto alle strutture dello stesso e dell'edificio adiacente.

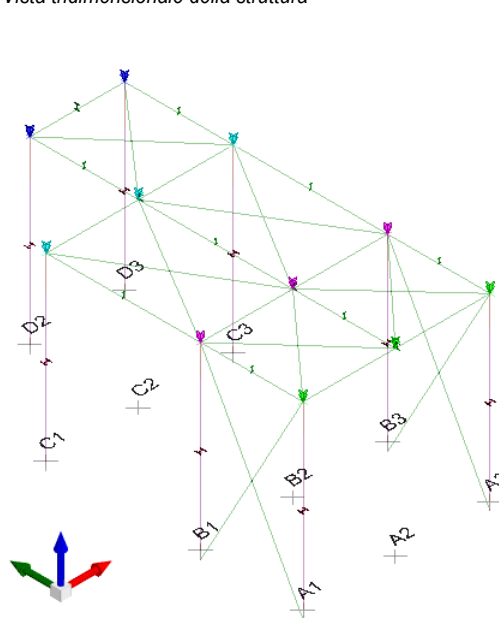
La struttura inscrivibile in pianta in un rettangolo di dimensioni pari a circa 470x905 cm è costituita da 4 telai metallici a portale in profili HEB140, controventati nel piano di copertura (piana) e sui due lati lunghi. La copertura si completa con l'inserimento di travi metalliche IPE120 incernierate alle estremità parallele al lato lungo. La copertura è realizzata in pannellatura in lamiera grecata precoibentata.

Le fondazioni sono realizzate mediante ringrossi in c.a. delle fondazioni dell'edificio 7 e plinti ancorati alle fondazioni dell'ulteriore capannone adiacente alla struttura ad Est. Le fondazioni sono collegate orizzontalmente mediante una soletta in c.a. di spessore 20 cm.

Vista planimetrica della struttura



Vista tridimensionale della struttura



D2. Azioni sulle costruzioni

D2.1. Azioni nelle verifiche agli stati limite

Omettendo le azioni di precompressione/pretensione P, si indicano con:

G_{k1} : azioni permanenti strutturali;

G_{k2} : azioni permanenti strutturali;

Q_{k1} : azioni variabili principali;

Q_{k2} , Q_{k3} : altre azioni variabili.

Si adottano le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 NTC):

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE RARA: $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQ: $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE Q.PER: $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots$

SISMICA: $E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

I coefficienti di combinazione impiegati sono i seguenti:

Categoria/Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve a quota < 1000 m s.l.m.	0,5	0,2	0,0

I coefficienti parziali di sicurezza impiegati sono quelli relativi all'Approccio 2 (A1+M1+R3).

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

D2.2. Analisi dei carichi – tettoia metallica

D2.2.1 Determinazione del carico da neve

Trieste, zona II $\rightarrow q_{sk} = 100 \text{ daN/m}^2$ (carico di neve al suolo)

$\mu_1 = 0,8$ (coefficiente di forma)

$C_E = 1,1$ (coefficiente di esposizione per edificio sensibilmente più basso rispetto a quelli adiacenti)

$q_s = 0,8 \times 1,1 \times 100 = 88 \text{ daN/m}^2$

Si assume a favore di sicurezza un carico da neve pari a 150 daN/m^2

D2.2.2 Determinazione del carico da vento

Per quanto riguarda le azioni da vento, la tettoia si trova tra due edifici di altezza sensibilmente superiore ad Est ed a Ovest; inoltre, a Nord è protetta da un muro di sostegno di un terrapieno, pertanto è ragionevole considerare come unica azione del vento significativa l'azione del vento proveniente da Sud, in direzione +Y nel sistema di riferimento impiegato.



Trieste, zona 8 $\rightarrow v_{b0} = 30 \text{ m/s}$; $a_0 = 1.500 \text{ m}$; $k_a = 0,010$

$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 56,25 \text{ daN/m}^2$

Coefficiente di esposizione.

classe di rugosità B (aree suburbane non di classe A, suburbane, industriali e boschive)

categoria di esposizione IV

→ $k_r = 0,22$; $z_0 = 0,3 \text{ m}$; $z_{\min} = 8 \text{ m}$ → $ce = 1,63$ (coefficiente di esposizione)

Coefficienti di pressione

Copertura: $cp = \pm 1,2$ (verticale; tettoie – C3.3.10.3.2 – elementi con spioventi aventi inclinazione sull'orizzontale $\alpha = 0^\circ$)

Pilastri: $cp = 1,6$ (istruzioni CNR-DT 207/2008 G.10.5)

Vento in pressione

Copertura: $qb = \pm 56,25 \times 1,63 \times 1,2 = 110 \text{ daN/m}^2$ (in direzione Z)

Pilastri: $qb = 56,25 \times 1,63 \times 1,6 = 147 \text{ daN/m}^2$ → carico lineare: $Qb = 147 \times 0,14 = 20,5 \text{ daN/m}$ (in direzione +Y)

Vento radente (azione tangenziale)

$cf = 0,04$ (coefficiente di rugosità)

Copertura: $qb = 56,25 \times 1,63 \times 0,04 = 3,7 \text{ daN/m}^2$ (in direzione +Y)

Il vento radente viene ripartito sulla copertura come azione orizzontale concentrata agente sui singoli nodi. La ripartizione avviene sulla base delle aree di influenza di ciascun nodo come segue:

nodo	superficie associata	vento radente	azione concentrata
	m^2	daN/m^2	daN
A1	1,58	3,7	5,85
A2	3,00	3,7	11,10
A3	1,62	3,7	5,99
B1	3,74	3,7	13,84
B2	7,14	3,7	26,42
B3	3,83	3,7	14,17
C1	2,33	3,7	8,62
C2	5,98	3,7	22,13
C3	3,93	3,7	14,54
D2	1,71	3,7	6,33
D3	1,71	3,7	6,33

D2.3. Carichi applicati alla struttura

copertura della tettoia

Strutturali:

lamiera grecata precoibentata 20 daN/m²

Variabili:

neve 150 daN/m²

vento (Z) ± 110 daN/m²

N.B. i pesi propri degli elementi metallici sono valutati in automatico dal software.

D2.4. Combinazioni di carico

Nelle verifiche non sismiche si sono considerate esclusivamente le combinazioni di carico aventi significato e dimensionanti per la struttura.

Famiglia SLU

Nome	Nome breve	Pesi	Neve	Vento Y+Z	Vento Y-Z	Dt
SLU NEVE	SLU SLU NEVE	1.3	1.5	0	0	0
SLU VENTO Y+Z	SLU SLU VENTO Y+Z	1	0	1.5	0	0
SLU VENTO Y-Z	SLU SLU VENTO Y-Z	1.3	0	0	1.5	0

Famiglia SLE rara

Nome	Nome breve	Pesi	Neve	Vento Y+Z	Vento Y-Z	Dt
RARA NEVE	SLE RA RARA NEVE	1	1	0	0	0
RARA VENTO Y+Z	SLE RA RARA VENTO Y+Z	1	0	1	0	0
RARA VENTO Y-Z	SLE RA RARA VENTO Y-Z	1	0	0	1	0

Famiglia SLE frequente

Nome	Nome breve	Pesi	Neve	Vento Y+Z	Vento Y-Z	Dt
FR NEVE	SLE FR FR NEVE	1	0.2	0	0	0
FR VENTO Y+Z	SLE FR FR VENTO Y+Z	1	0	0.2	0	0
FR VENTO Y-Z	SLE FR FR VENTO Y-Z	1	0	0	0.2	0

Famiglia SLE quasi permanente

Nome	Nome breve	Pesi	Neve	Vento Y+Z	Vento Y-Z	Dt
1	SLE QP 1	1	0	0	0	0

Famiglia SLO

Nome	Nome breve	Pesi	Neve	Vento Y+Z	Vento Y-Z	Dt	X SLO	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO
1	SLO 1	1	0	0	0	0	-1	-0.3	0	-1	0.3
2	SLO 2	1	0	0	0	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	SLO 3	1	0	0	0	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	SLO 4	1	0	0	0	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	SLO 5	1	0	0	0	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	SLO 6	1	0	0	0	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	SLO 7	1	0	0	0	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	SLO 8	1	0	0	0	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	SLO 9	1	0	0	0	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	SLO 10	1	0	0	0	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	SLO 11	1	0	0	0	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	SLO 12	1	0	0	0	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	SLO 13	1	0	0	0	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	SLO 14	1	0	0	0	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	SLO 15	1	0	0	0	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	SLO 16	1	0	0	0	0	1	0.3	0	1	-0.3

Famiglia SLV

Nome	Nome breve	Pesi	Neve	Vento Y+Z	Vento Y-Z	Dt	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV
1	SLV 1	1	0	0	0	0	-1	-0.3	0	-1	0.3
2	SLV 2	1	0	0	0	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	SLV 3	1	0	0	0	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	SLV 4	1	0	0	0	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	SLV 5	1	0	0	0	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	SLV 6	1	0	0	0	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	SLV 7	1	0	0	0	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	SLV 8	1	0	0	0	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	SLV 9	1	0	0	0	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	SLV 10	1	0	0	0	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	SLV 11	1	0	0	0	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	SLV 12	1	0	0	0	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	SLV 13	1	0	0	0	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	SLV 14	1	0	0	0	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	SLV 15	1	0	0	0	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	SLV 16	1	0	0	0	0	1	0.3	0	1	-0.3

D3. Dati di analisi e di modellazione

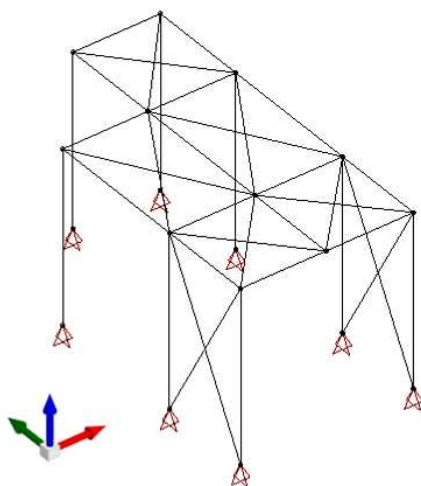
E' stata effettuata un'analisi statica lineare.

La struttura è stata considerata non dissipativa.

I montanti e i traversi sono stati modellati come aste collegate mediante nodi; i controventi di piano sono stati modellati come elementi biella resistenti solo a trazione.

I collegamenti in fondazione sono stati modellati come incastri, così come i nodi montante-traverso dei portali in HEB140.

Il collegamento tra le IPE120 e i portali è stato modellato come cerniera.



D3.1. Preferenze di analisi

Metodo di analisi
Tipo di costruzione
Vn
Classe d'uso
Vr
Tipo di analisi
Località

Zona sismica
Categoria del suolo
Categoria topografica
Ss orizzontale SLO
Tb orizzontale SLO
Tc orizzontale SLO
Td orizzontale SLO
Ss orizzontale SLD
Tb orizzontale SLD
Tc orizzontale SLD
Td orizzontale SLD

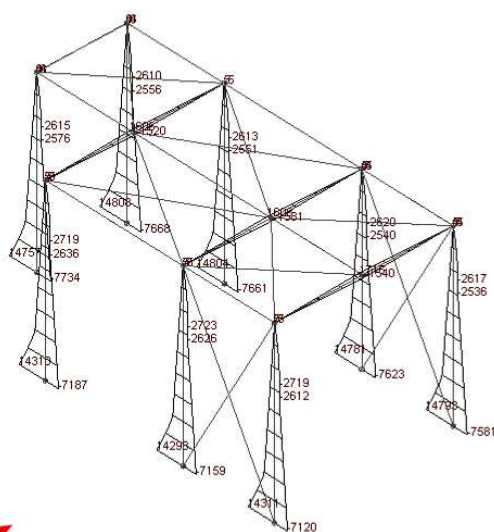
D.M. 14-01-08 (N.T.C.)
2
50
III
75
Lineare statica
Trieste - Latitudine (deg) 45,6415°;
Longitudine (deg) 13,7974° (N 45° 38'
29"; E 13° 47' 51") ED50
Zona 3
A - roccia o terreni molto rigidi
T1
1
0.076 [s]
0.229 [s]
1.767 [s]
1
0.084 [s]
0.252 [s]
1.817 [s]

Ss orizzontale SLV	1	
Tb orizzontale SLV	0.109	[s]
Tc orizzontale SLV	0.326	[s]
Td orizzontale SLV	2.16	[s]
St	1	
PVr SLO (%)	81	
Tr SLO	45.16	
Ag/g SLO	0.0417	
Fo SLO	2.557	
Tc* SLO	0.229	
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	75.43	
Ag/g SLD	0.0542	
Fo SLD	2.563	
Tc* SLD	0.252	
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.14	
Fo SLV	2.515	
Tc* SLV	0.326	
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	Non dissipativa	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[cm]
Regolarità in pianta	No	
Regolarità in elevazione	Si	
Edificio acciaio	Si	
Tipologia acciaio	a) Strutture intelaiate q0=4.0	
Edificio esistente	No	
Altezza costruzione	438	[cm]
C1	0.085	
T1	0.257	[s]
Lambda SLO	1	
Lambda SLD	1	
Lambda SLV	1	
Torsione accidentale semplificata	No	
Torsione accidentale per piani (livelli e falde) flessibili	Si	
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazione"	24.5	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazione"	45.8	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 1"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 1"	0	[cm]
Limite spostamenti interpiano	0.005	
Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default	1	
Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default	1	
Fattore di struttura per sisma X	1	
Fattore di struttura per sisma Y	1	
Fattore di struttura per sisma Z	1	
Applica 1% (§ 3.1.1)	No	

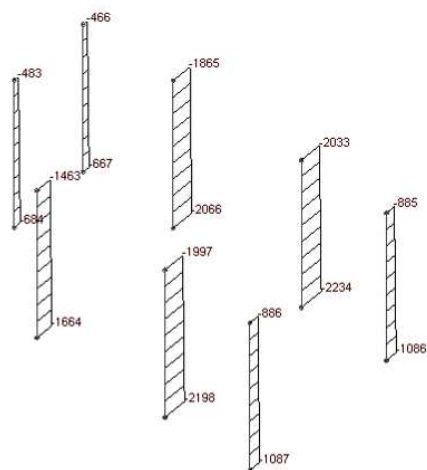
D4. Risultati dell'analisi

D4.1. Sollecitazioni aste

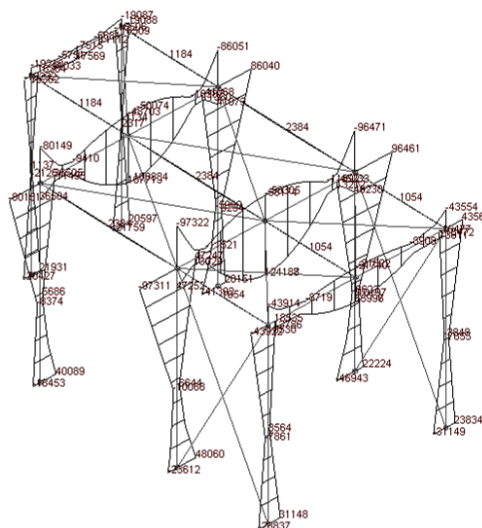
Involuppo Momenti M2



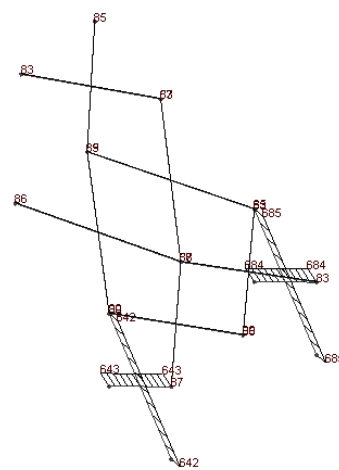
Compressioni massime montanti



Involuppo Momenti M3



Trazioni massime tiranti



D4.2. Taglio alla base

Livello Nome	Cont. n.br.	Totale			Aste verticali		
		F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z
Fondazione	SLU SLU NEVE	0	0	-11581	0	0	-11581
Fondazione	SLU SLU VENTO Y+Z	0	1357	3090	0	827	2119
Fondazione	SLU SLU VENTO Y-Z	0	1357	-9451	0	832	-10412
Fondazione	SLE RA RARA NEVE	0	0	-8089	0	0	-8089
Fondazione	SLE RA RARA VENTO Y+Z	0	904	1138	0	551	492
Fondazione	SLE RA RARA VENTO Y-Z	0	904	-6670	0	555	-7310
Fondazione	SLE FR FR NEVE	0	0	-3830	0	0	-3830
Fondazione	SLE FR FR VENTO Y+Z	0	181	-1985	0	111	-2113
Fondazione	SLE FR FR VENTO Y-Z	0	181	-3546	0	112	-3673
Fondazione	SLE QP 1	0	0	-2766	0	0	-2766
Fondazione	SLO 1	-204	-61	-2766	-204	-11	-2857
Fondazione	SLO 2	-204	-61	-2766	-204	-11	-2857
Fondazione	SLO 3	-204	61	-2766	-204	11	-2857
Fondazione	SLO 4	-204	61	-2766	-204	11	-2857
Fondazione	SLO 5	-61	-204	-2766	-61	-35	-3074
Fondazione	SLO 6	-61	-204	-2766	-61	-35	-3074
Fondazione	SLO 7	-61	204	-2766	-61	35	-3074

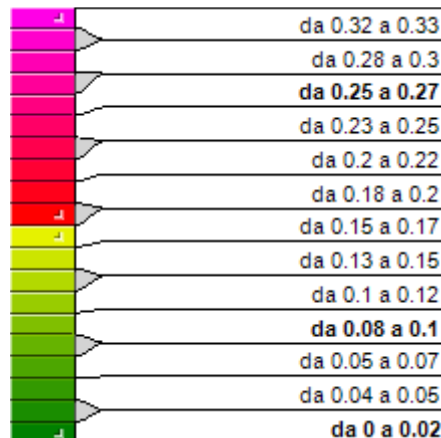
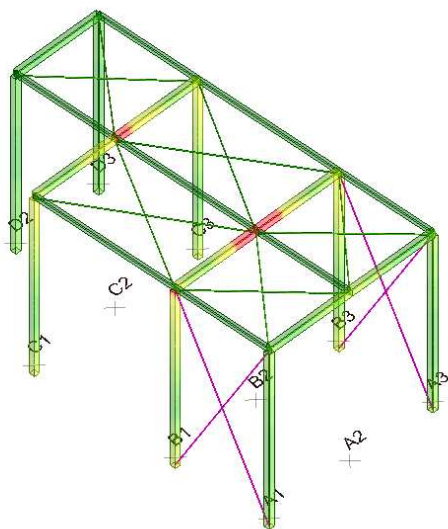
Livello Nome	Cont. n.br.	Totale			Aste verticali		
		F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z
Fondazione	SLO 8	-61	204	-2766	-61	35	-3074
Fondazione	SLO 9	61	-204	-2766	61	-35	-3074
Fondazione	SLO 10	61	-204	-2766	61	-35	-3074
Fondazione	SLO 11	61	204	-2766	61	35	-3074
Fondazione	SLO 12	61	204	-2766	61	35	-3074
Fondazione	SLO 13	204	-61	-2766	204	-11	-2858
Fondazione	SLO 14	204	-61	-2766	204	-11	-2858
Fondazione	SLO 15	204	61	-2766	204	11	-2857
Fondazione	SLO 16	204	61	-2766	204	11	-2857
Fondazione	SLV 1	-756	-227	-2766	-756	-39	-3109
Fondazione	SLV 2	-756	-227	-2766	-756	-39	-3109
Fondazione	SLV 3	-756	227	-2766	-756	39	-3110
Fondazione	SLV 4	-756	227	-2766	-756	39	-3110
Fondazione	SLV 5	-227	-756	-2766	-227	-129	-3915
Fondazione	SLV 6	-227	-756	-2766	-227	-129	-3915
Fondazione	SLV 7	-227	756	-2766	-227	128	-3916
Fondazione	SLV 8	-227	756	-2766	-227	128	-3916
Fondazione	SLV 9	227	-756	-2766	227	-129	-3915
Fondazione	SLV 10	227	-756	-2766	227	-129	-3915
Fondazione	SLV 11	227	756	-2766	227	129	-3915
Fondazione	SLV 12	227	756	-2766	227	129	-3915
Fondazione	SLV 13	756	-227	-2766	756	-39	-3110
Fondazione	SLV 14	756	-227	-2766	756	-39	-3110
Fondazione	SLV 15	756	227	-2766	756	40	-3109
Fondazione	SLV 16	756	227	-2766	756	40	-3109
Fondazione	CRTFP Rig. Ux+	0	0	0	0	0	0
Fondazione	CRTFP Rig. Ux-	0	0	0	0	0	0
Fondazione	CRTFP Rig. Uy+	0	0	0	0	0	0
Fondazione	CRTFP Rig. Uy-	0	0	0	0	0	0
Fondazione	CRTFP Rig. Rz+	0	0	0	0	0	0
Fondazione	CRTFP Rig. Rz-	0	0	0	0	0	0

D4.3. Verifica effetti secondo ordine

Theta: Coefficiente Theta formula (7.3.2) § 7.3.1 NTC 2008. Il valore è adimensionale.

Quota inf.	Quota sup.	Comb. n.b.	Carico verticale	Spostamento	Forza orizzontale totale	Altezza del piano	Theta
L1	L2	SLV 1	1529	0.367	790	458	0.002
L1	L2	SLV 2	1529	0.367	790	458	0.002
L1	L2	SLV 3	1529	0.366	790	458	0.002
L1	L2	SLV 4	1529	0.366	790	458	0.002
L1	L2	SLV 5	1529	0.459	790	458	0.002
L1	L2	SLV 6	1529	0.459	790	458	0.002
L1	L2	SLV 7	1529	0.458	790	458	0.002
L1	L2	SLV 8	1529	0.458	790	458	0.002
L1	L2	SLV 9	1529	0.458	790	458	0.002
L1	L2	SLV 10	1529	0.458	790	458	0.002
L1	L2	SLV 11	1529	0.458	790	458	0.002
L1	L2	SLV 12	1529	0.458	790	458	0.002
L1	L2	SLV 13	1529	0.364	790	458	0.002
L1	L2	SLV 14	1529	0.364	790	458	0.002
L1	L2	SLV 15	1529	0.366	790	458	0.002
L1	L2	SLV 16	1529	0.366	790	458	0.002

D5. Verifiche degli elementi strutturali



D5.1. Traversi HEB140

Si riporta la verifica del traverso maggiormente sollecitato – traverso B1-B3

Asta 12: Trave in acciaio livello Piano 1 fili B1-B3

Unita' di misura: cm, daN, deg, .C, s

Lunghezza= 225 Nodo iniziale n.13 Nodo finale n.14 Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No

Sezione: HEB140; Materiale: S275; Rotazione: 0.; Sovreresistenza:0%; Sisma Z:No;

Mensola Y: Nessuno; Mensola X: Nessuno; Svergolamento: Estradosso;

fy=2750 classe peggiore 1

Snellezza 44 curva X b curva Y c chix= 0.962 chiy= 0.839 Ncr,x=1261696 Ncr,y=459276.563 betam=0.7 betan=0.7

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

Resistenza: trazione p. 4.2.4.1.2 (4.2.6) NTC08

R1 =0.001 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y+Z x=0

rox =0 roy =0 NEd=127.575 Nt,Rd=112580.055

Resistenza: compressione p. 4.2.4.1.2 (4.2.10) NTC08

R2 =0.003 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=0

rox =0 roy =0 NEd=-317.404 Nc,Rd=112580.055 classe 1

Resistenza: flessione semplice p. 4.2.4.1.2 (4.2.12) NTC08

R3 =0.03 in comb. Famiglia "SLV" 15 x=150

Mx,Ed=19195.887 Mc,x,Rd=643190

rox =0 roy =0 classe 1

Resistenza: flessione semplice con forza assiale p. 4.2.4.1.2 NTC08

R4 =0.196 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=225

NEd=-317.404 Mx,Ed=124187.313 Npl,Rd=112580.055 Mn,x,Rd=643190

formula conservativa (6.2) p. 6.2.1 EN 1993-1-1:2005

rox =0 roy =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale p. 4.2.4.1.2 NTC08

R5 =0.156 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y-Z x=225

NEd=-269.464 Mx,Ed=96912.383 My,Ed=-843.013

Npl,Rd=112580.055 Mn,x,Rd=643190 Mn,y,Rd=313782.281

formula conservativa (6.2) p. 6.2.1 EN 1993-1-1:2005

rox =0 roy =0 classe 1

Resistenza: taglio X p. 4.2.4.1.2 (4.2.17) NTC08

R6 =0 in comb. Famiglia "SLV" 9 x=0

VEd=7.176 Vc,Rd=52718.207

Resistenza: taglio Y p. 4.2.4.1.2 (4.2.17) NTC08

R7 =0.097 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=0

VEd=1917.668 Vc,Rd=19816.342

Resistenza: torsione p. 4.2.4.1.2 (4.2.29) NTC08

R8 =0 in comb. Famiglia "SLV" 15 x=0

TEd=-4.924 taut,Ed =0.339 TRd=21993.945

Instabilita: compressione semplice p. 4.2.4.1.3.1 (4.2.42) NTC08

B1 =0.001 in comb. Famiglia "SLV" 1 x=120

NEd=-89.431 Nb,Rd=94441.75

chi =0.839 classe 1

Instabilita: flessione deviata p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, p. 5.5.4. ENV 1993-1-1:1994

B3 =0.032 in comb. Famiglia "SLV" 13 x=165 classe 1

Mx,Sd=19180.895 My,Sd=574.428 Mb,x,Rd=643190 Mb,y,Rd=313782.281

chilt =0 lambdalt.ad 0.385

Verifica a instabilita flesso-torsionale (svergolamento) non necessaria

Instabilita: flessione deviata con compressione p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, C4.2.4.1.3.3.2

S4 =0.207 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=0 classe 1

NEd=-317.404 Mx,Ed=124187.313 My,Ed=68.206

NRk=118209.055 Mx,Rk=675349.5 My,Rk=329471.375

cm.x=0.625 cm.y=0.596 kxx=0.625 kxy=0.358 kyx=1 kyy=0.597

chilt =0.947 lambdalt.ad =0.531 cmLT =0.625

Instabilita: flessione deviata con trazione p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, p. 5.5.3., 5.5.4. ENV 1993-1-1:1994

B5 =0.097 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y+Z x=225 classe 1

Nt,Sd=127.575 Mx,sd=-58173.93 My,Sd=-749.183 Mx,eff,Sd=57725.758 Mb,x,Rd=643190 Mb,y,Rd=313782.281

chilt =0.947 lambdalt.ad =0.531

Asta 13: Trave in acciaio livello Piano 1 fili B1-B3

Unita' di misura: cm, daN, deg, .C, s

Lunghezza= 231 Nodo iniziale n.14 Nodo finale n.15 Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No

Sezione: HEB140; Materiale: S275; Rotazione: 0.; Sovraresistenza:0%; Sisma Z:No;

Mensola Y: Nessuno; Mensola X: Nessuno; Svergolamento: Estradosso;

fy=2750 classe peggiore 1

Snellezza 45 curva X b curva Y c chix= 0.959 chiy= 0.831 Ncr,x=1197004.625 Ncr,y=435727.906 betam=0.7 betan=0.7

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

Resistenza: trazione p. 4.2.4.1.2 (4.2.6) NTC08

R1 =0.001 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y+Z x=0

rox =0 roy =0 NEd=138.113 Nt,Rd=112580.055

Resistenza: compressione p. 4.2.4.1.2 (4.2.10) NTC08

R2 =0.003 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=0

rox =0 roy =0 NEd=-317.888 Nc,Rd=112580.055 classe 1

Resistenza: flessione semplice p. 4.2.4.1.2 (4.2.12) NTC08

R3 =0.03 in comb. Famiglia "SLV" 1 x=77

Mx,Ed=19175.838 Mc,x,Rd=643190

rox =0 roy =0 classe 1

Resistenza: flessione semplice con forza assiale p. 4.2.4.1.2 NTC08

R4 =0.196 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=0

NEd=-317.888 Mx,Ed=124187.586 Npl,Rd=112580.055 Mn,x,Rd=643190

formula conservativa (6.2) p. 6.2.1 EN 1993-1-1:2005

rox =0 roy =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale p. 4.2.4.1.2 NTC08

R5 =0.156 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y-Z x=0

NEd=-262.595 Mx,Ed=96912.578 My,Ed=-843.013

Npl,Rd=112580.055 Mn,x,Rd=643190 Mn,y,Rd=313782.281

formula conservativa (6.2) p. 6.2.1 EN 1993-1-1:2005

rox =0 roy =0 classe 1

Resistenza: taglio X p. 4.2.4.1.2 (4.2.17) NTC08

R6 =0 in comb. Famiglia "SLV" 9 x=0

VEd=-6.979 Vc,Rd=52718.207

Resistenza: taglio Y p. 4.2.4.1.2 (4.2.17) NTC08

R7 =0.097 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=231

VEd=-1913.299 Vc,Rd=19816.342

Resistenza: torsione p. 4.2.4.1.2 (4.2.29) NTC08

R8 =0 in comb. Famiglia "SLV" 15 x=0

TEd=-4.924 taut,Ed =0.339 TRd=21993.945

Instabilita: flessione deviata p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, p. 5.5.4. ENV 1993-1-1:1994

B3 =0.031 in comb. Famiglia "SLV" 3 x=69.3 classe 1

Mx,Sd=19137.146 My,Sd=-537.653 Mb,x,Rd=643190 Mb,y,Rd=313782.281

chilt =0 lambdalt.ad 0.395

Verifica a instabilita flesso-torsionale (svergolamento) non necessaria

Instabilita: flessione deviata con compressione p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, C4.2.4.1.3.3.2

S4 =0.208 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=0 classe 1

NEd=-317.888 Mx,Ed=124187.586 My,Ed=68.206
NRk=118209.055 Mx,Rk=675349.5 My,Rk=329471.375
cm.x=0.646 cm.y=0.602 kxx=0.646 kxy=0.362 kyx=1 kyy=0.603
chilt =0.944 lambdalt.ad =0.539 cmLT =0.646

Instabilita: flessione deviata con trazione p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, p. 5.5.3., 5.5.4. ENV 1993-1-1:1994
B5 =0.098 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y+Z x=7.7 classe 1
Nt,Sd=138.113 Mx,sd=-58305.367 My,Sd=-724.184 Mx,eff,Sd=57820.18 Mb,x,Rd=643190 Mb,y,Rd=313782.281
chilt =0.944 lambdalt.ad =0.539

Superelemento in acciaio composto da 2 aste: 12, 13

Unita' di misura: cm, daN, deg, .C, s
Superelemento di lunghezza complessiva L= 456 cm composto da:
asta 12: Trave in acciaio livello Piano 1 fili B1-B3 (L = 225 cm)
asta 13: Trave in acciaio livello Piano 1 fili B1-B3 (L = 231 cm)
Nodo iniziale n.13 Nodo finale n.15 Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No
Sezione: HEB140; Materiale: S275; Rotazione: 0.; Sovraresistenza:0%; Sisma Z:No;
Mensola Y: Nessuno; Mensola X: Nessuno; Svergolamento: Estradosso;
Non sono stati inseriti ritegni torsionali;
fy=2750 classe peggiore 1
Snellezza 89 curva X b curva Y c chix= 0.827 chiy= 0.524 Ncr,x=307178 Ncr,y=111817.469 betam=0.7 betan=0.7

Instabilita: compressione semplice p. 4.2.4.1.3.1 (4.2.42) NTC08
B1 =0.002 in comb. Famiglia "SLV" 1 x=120
NEd=-89.431 Nb,Rd=58964.898
chi =0.524 classe 1

Instabilita: flessione semplice p. 4.2.4.1.3.2 (4.2.49) NTC08
B2 =0.036 in comb. Famiglia "SLV" 15 x=150 classe=1
Mx,Ed=19195.887 Mb,Rd=540271.813
chilt =0.84 lambdalt.ad 0.758

Instabilita: flessione deviata p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, p. 5.5.4. ENV 1993-1-1:1994
B3 =0.032 S3 =0.037 in comb. Famiglia "SLV" 13 x=165 classe 1
Mx,Sd=19180.895 My,Sd=574.428 Mb,x,Rd=643190 Mb,y,Rd=313782.281
chilt =0.84 lambdalt.ad 0.758

Instabilita: flessione deviata con compressione p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, C4.2.4.1.3.3.2
S4 =0.235 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=225 classe 1
NEd=-317.888 Mx,Ed=124187.586 My,Ed=68.206
NRk=118209.055 Mx,Rk=675349.5 My,Rk=329471.375
cm.x=0.911 cm.y=0.95 kxx=0.912 kxy=0.574 kyx=0.999 kyy=0.957
chilt =0.84 lambdalt.ad =0.758 cmLT =0.911

Instabilita: flessione deviata con trazione p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, p. 5.5.3., 5.5.4. ENV 1993-1-1:1994
B5 =0.109 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y+Z x=232.7 classe 1
Nt,Sd=138.113 Mx,sd=-58305.367 My,Sd=-724.184 Mx,eff,Sd=57820.18 Mb,x,Rd=643190 Mb,y,Rd=313782.281
chilt =0.84 lambdalt.ad =0.758

Frecce massime e minime nelle combinazioni (relative alla congiungente nodo iniziale nodo finale): solo comb. peggiore
comb. Famiglia "SLE rara" RARA NEVE fx=0.001 x=225 fy=0.505 x=225 rapp. luce/freccia = 902.093; freccia < luce/400

D5.2. Montanti HEB140

Si riporta la verifica del montante maggiormente sollecitato – montante B1

Asta 3: Colonna in acciaio tronco Fondazione - Piano 1 filo B1

Unita' di misura: cm, daN, deg, .C, s
Lunghezza= 458 Nodo iniziale n.4 Nodo finale n.13 Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No
Sezione: HEB140; Materiale: S275; Rotazione: 90.; Sovraresistenza:0%; Sisma Z:No;
Mensola Y: Nessuno; Mensola X: Nessuno;
fy=2750 classe peggiore 1
Snellezza 90 curva X b curva Y c chix= 0.825 chiy= 0.521 Ncr,x=304501.063 Ncr,y=110843.016 betam=0.7 betan=0.7

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

Resistenza: trazione p. 4.2.4.1.2 (4.2.6) NTC08
R1 =0.004 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y+Z x=458
rox =0 roy =0 NEd=433.58 Nt,Rd=112580.055

Resistenza: compressione p. 4.2.4.1.2 (4.2.10) NTC08
R2 =0.02 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y-Z x=0
rox =0 roy =0 NEd=-2197.664 Nc,Rd=112580.055 classe 1

Resistenza: flessione semplice con forza assiale p. 4.2.4.1.2 NTC08
R4 =0.169 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=458
NEd=-1965.09 Mx,Ed=-97311.039 Npl,Rd=112580.055 Mn,x,Rd=643190
formula conservativa (6.2) p. 6.2.1 EN 1993-1-1:2005
rox =0 roy =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale p. 4.2.4.1.2 NTC08

Studio d'ingegneria civile dott. ing. Mario Smrekar – Scala G.G. Winckelmann 9 34131 Trieste – Tel/Fax 040 308734 – e-mail studio.smrekar@tiscalinet.it

R5 =0.131 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y-Z x=442.733
NEd=-2003.453 Mx,Ed=-71721.727 My,Ed=-585.135
Npl,Rd=112580.055 Mn,x,Rd=643190 Mn,y,Rd=313782.281
formula conservativa (6.2) p. 6.2.1 EN 1993-1-1:2005
rox =0 roy =0 classe 1

Resistenza: taglio X p. 4.2.4.1.2 (4.2.17) NTC08

R6 =0.002 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y-Z x=0
VED=-103.346 Vc,Rd=52715.469

Resistenza: taglio Y p. 4.2.4.1.2 (4.2.17) NTC08

R7 =0.016 in comb. Famiglia "SLU" SLU NEVE x=0
VED=-317.404 Vc,Rd=19816.342

Resistenza: torsione p. 4.2.4.1.2 (4.2.29) NTC08

R8 =0 in comb. Famiglia "SLV" 11 x=0
TED=6.977 taut,Ed =0.48 TRd=21993.945

Instabilit : flessione deviata con compressione p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, C4.2.4.1.3.3.2

B4 =0.085 in comb. Famiglia "SLU" SLU VENTO Y-Z x=0 classe 1
NEd=-2197.664 Mx,Ed=75473.43 My,Ed=14297.535
NRk=118209.055 Mx,Rk=675349.5 My,Rk=329471.375
cm.x=0.403 cm.y=0.4 kxx=0.408 kxy=0.253 kyx=0.245 kyy=0.421
Verifica a instabilit  flessione-torsionale (svergolamento) non eseguita

D5.3. Controventi

Si riporta la verifica del controvento maggiormente sollecitato – controvento di parete A3-B3

Biella 5: Tirante in acciaio (a Z 438[cm] filo B3) (a Z -20[cm] filo A3)

Unit  di misura: cm, daN, deg, .C, s
Lunghezza= 521.8 Nodo iniziale n.15 Nodo finale n.3 Elemento resistente solo a trazione
Sezione: Tondo 10; Materiale: S275; Rotazione: 0.; Sovreresistenza:0%; Sisma Z:No;
Mensola Y: Nessuno; Mensola X: Nessuno; Svergolamento: Nessuno;
fy=2750 classe peggiore 1

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

Resistenza: trazione p. 4.2.4.1.2 (4.2.6) NTC08

R1 =0.333 in comb. Famiglia "SLV" 11 x=0
rox =0 roy =0 NEd=684.99 Nt,Rd=2056.995

Resistenza: compressione p. 4.2.4.1.2 (4.2.10) NTC08

R2 =0 in comb. Famiglia "SLV" 5 x=0
rox =0 roy =0 NEd=-0.001 Nc,Rd=2056.995 classe 1

Prescrizioni per strutture con controventi concentrici Punto 7.5.5 D.M.14-01-08

L'asta rispetta le prescrizioni geometriche e di categoria previste per una membratura di controvento

D6. Verifica delle connessioni

D6.1. Piastra di base Asta 3 Nodo 4

Normativa di calcolo: D.M. 14-01-08(N.T.C.)

Colonna: HEB140 materiale S275

Materiale piastra S275

Tirafondi sollecitati nelle sezioni non filettate

Tirafondi diametro nominale 16 mm materiale S275; non resistenti a compressione

Lunghezza dei tirafondi 300 mm

Diametro dei fori sulla piastra 18.0 mm

Saldature a completa penetrazione dei profili classe 1

Cordoni di saldatura per gli irrigidimenti superiori lato 5.0 mm

Tipo di ancoraggio: aderenza semplice

Tirafondi non resistenti a compressione

Spessore piastra 1 cm

Legenda dei simboli utilizzati:

Asse X	asse locale baricentrico dell'asta portata parallelo alle ali del profilo
Asse Y	asse locale baricentrico dell'asta portata parallelo all'anima del profilo
N	sforzo normale
Tx	taglio secondo l'asse X
Ty	taglio secondo l'asse Y
Mx	momento flettente attorno all'asse X
My	momento flettente attorno all'asse Y
Mt	momento torcente
FvEd	taglio massimo per i tirafondi
FvRd	resistenza di calcolo di taglio per i tirafondi
FtEd	trazione massima per i tirafondi
FtRd	resistenza di calcolo a trazione per i tirafondi
MjEd	momento flettente agente
NjEd	sforzo normale agente
MjRd	momento resistente del giunto
NjRd	sforzo normale resistente del giunto
fad.max	tensione di aderenza massima
fbd	tensione ultima di aderenza
sc.max	tensione massima sul calcestruzzo
fcd	resistenza a compressione del calcestruzzo
R	rapporto di verifica tra azione agente e azione resistente
VEd	taglio massimo sui profili
VcRd	resistenza a taglio dei profili
MEd	momento massimo sui profili
McRd	resistenza flessionale dei profili
FwEd	forza di progetto per unita di lunghezza della saldatura
FwRd	resistenza di progetto per unita di lunghezza della saldatura
fris	resistenza di progetto per unita di lunghezza della saldatura
sigma ort	tensione resistente della saldatura
ftk	resistenza a rottura per trazione della saldatura
beta	coefficiente di correlazione
gammaM2	coefficiente parziale di sicurezza per collegamenti saldati

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

Verifica dei tirafondi

trazione:

$FtEd = 975.0 \text{ daN} < FtRd = 4860.7 \text{ daN}$

comb. 2 N $2.7900E+02 \text{ daN}$ Tx $1.0300E+02 \text{ daN}$ Ty $1.5500E+02 \text{ daN}$ Mx $-2.361E+04 \text{ daN*cm}$ My $-1.404E+04 \text{ daN*cm}$ Mt $-4.000E+00 \text{ daN*cm}$

trazione + taglio:

$(FvEd/FvRd) + (FtEd/(1.4 * FtRd)) = 0.112 < 1$ FtEd = 537.2 FtRd = 4860.7

comb. 5 fam. 3 (SLV) N $9.2000E+01 \text{ daN}$ Tx $-3.140E+02 \text{ daN}$ Ty $-7.200E+01 \text{ daN}$ Mx $1.4255E+04 \text{ daN*cm}$ My $6.9650E+03 \text{ daN*cm}$ Mt $7.0000E+00 \text{ daN*cm}$

Verifica di resistenza della piastra

taglio:

Rapporto = $0.274 < 1$

comb. 3 N $-2.198E+03 \text{ daN}$ Ty $-2.460E+02 \text{ daN}$

flessione:

R = $0.132 < 1$

comb. 3 fam. SLU N $-2.198E+03 \text{ daN}$ Mx $3.7078E+04 \text{ daN*cm}$ Ty $-2.460E+02 \text{ daN}$

Verifica del giunto(p. 6.2 EN 1993-1-8:2005)

coeff = $0.26 < 1$ MjRdx = 183856.3 daN*cm MEdx = 48060.0 daN*cm

Resistenza di progetto delle componenti di base:

FcplRd (calcestruzzo compresso) = 38617 daN

FcfcRd (flangia ed anima della colonna soggette a compressione) = 30981 daN

FtplRd (piastra inflessa) = 9167 daN
 FtwbRd (anima della colonna soggetta a trazione) = 10973 daN
 comb. 1 N -2.166E+03 daN Tx 0.0000E+00 daN Ty -3.170E+02 daN Mx 4.8060E+04 daN*cm My 7.0000E+01 daN*cm
 Mt -1.000E+00 daN*cm

Verifica dell'ancoraggio: aderenza semplice

fad.max = 3.13 daN/cm² < fbd = 11.98 daN/cm²
 comb. 2 N 2.7900E+02 daN Tx 1.0300E+02 daN Ty 1.5500E+02 daN Mx -2.361E+04 daN*cm My -1.404E+04 daN*cm
 Mt -4.000E+00 daN*cm
 profondita' d'infissione dei tirafondi sufficiente

Verifica della pressione di contatto fra piastra e calcestruzzo:

sc.max compressione = 29.60 daN/cm² < fcd = 141.10 daN/cm²
 comb. 3 N -2.198E+03 daN Tx 1.0300E+02 daN Ty -2.460E+02 daN Mx 3.7078E+04 daN*cm My -1.430E+04 daN*cm
 Mt -5.000E+00 daN*cm

Saldature a completa penetrazione: verifica non necessaria secondo D.M.2008 (saldature di classe I)

Verifica di resistenza delle saldature degli irrigidimenti sulla colonna

a cordoni d'angolo:

Fw.sd = 251.1 daN/cm < Fw.Rd = 1168.3 daN/cm
 comb. 3 N -2.198E+03 daN Ty -2.460E+02 daN

D6.2. Collegamento tirante di parete ai montanti

Il collegamento viene effettuato su piastra saldata all'anima dei profili HEB140.

La massima trazione nel tirante vale:

$$N_{E,d} = 685 \text{ daN}$$

Verifica a taglio dei bulloni

Si impiega 1 bullone M10 cl. 8.8.

$$A_{res} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \times 8.000 \times 0,785 / 1,25 = 3.014 \text{ daN} > N_{E,d} = 685 \text{ daN VERIFICATO}$$

Verifica a rifollamento del piatto

t = 5 mm (spessore piastra)

d = 10 mm (diametro nominale)

d₀ = 12 mm (diametro foro)

f_{tk} = 430 N/mm²

f_{tb} = 800 N/mm²

e₁ = 30 mm

e₂ = 30 mm

$$\alpha = \min(e_1/3d_0; f_{tb}/f_{tk}; 1) = 0,83$$

$$k = \min(2,8e_2/3d_0 - 1,7; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 2,5 \times 0,83 \times 430 \times 12 \times 5 / 1,25 = 42.828 \text{ N} = 4.283 \text{ daN} > N_{E,d} = 685 \text{ daN VERIFICATO}$$

Controllo dimensionale della piastra

$$e_{1,min} = 1,2 d_0 = 12 \text{ mm} < e_1 \text{ OK}$$

$$e_{2,min} = 1,2 d_0 = 12 \text{ mm} < e_2 \text{ OK}$$

D6.3. Saldatura montante-traverso HEB140

Asta 12 Nodo 13

Normativa di calcolo: D.M. 14-01-08(N.T.C.)
Tipo di collegamento: giunzione di ala trave-colonna
Profilo portante: HEB140 materiale S275
Profilo portato: HEB140 materiale S275
Tipo di attacco: semplice
Cordoni di saldatura sulle ali lato 8.0 mm
Cordoni di saldatura sull'anima lato 8.0 mm

Legenda dei simboli utilizzati:

Asse X	asse locale baricentrico dell'asta portata parallelo alle ali del profilo
Asse Y	asse locale baricentrico dell'asta portata parallelo all'anima del profilo
N	sforzo normale
Tx	taglio secondo l'asse X
Ty	taglio secondo l'asse Y
Mx	momento flettente attorno all'asse X
My	momento flettente attorno all'asse Y
Mt	momento torcente
MjEd	momento flettente agente
NjEd	sforzo normale agente
MjRd	momento resistente del giunto
NjRd	sforzo normale resistente del giunto
fd.rid	resistenza di calcolo ridotta per le saldature
FwEd	forza di progetto per unita di lunghezza della saldatura
FwRd	resistenza di progetto per unita di lunghezza della saldatura
fris	resistenza di progetto per unita di lunghezza della saldatura
sigma ort	tensione resistente della saldatura
ftk	resistenza a rottura per trazione della saldatura
beta	coefficiente di correlazione
gammaM2	coefficiente parziale di sicurezza per collegamenti saldati

Verifiche di resistenza SLE (§ 7.3.7.1) omesse in quanto garantite da uno spettro SLD sempre minore di quello SLV

Verifica di resistenza delle saldature (metodo semplificato)

a cordoni d'angolo:

FwEd = 445.5 daN/cm < FwRd = 1321.8 daN/cm
comb. 1 N -3.170E+02 daN Tx 0.0000E+00 daN Ty 1.9180E+03 daN Mx -9.732E+04 daN*cm My -1.000E+00 daN*cm
Mt 1.0000E+00 daN*cm

Verifica del giunto(p. 6.2 EN 1993-1-8:2005)

MjEd/MjRd = 0.3 < 1 MjRd = 305129.2 daN*cm
comb. 1 N -3.170E+02 daN Tx 0.0000E+00 daN Ty 1.9180E+03 daN Mx -9.732E+04 daN*cm My -1.000E+00 daN*cm
Mt 1.0000E+00 daN*cm

Classificazione del collegamento: a parziale ripristino di resistenza (McRd < MplRd)

Resistenza di progetto delle componenti di base:

VwRd (pannello d'anima della colonna sollecitato a taglio) = 23838 daN

FcfbRd (flangia ed anima della trave soggette a compressione) = 50249 daN

Verifica a taglio del pannello d'anima della colonna secondo EN1993-1-5:2006(cap. 5)

Verifica non necessaria (5.1(2))

D7. Dimensionamento del giunto sismico

Il massimo spostamento in direzione x della copertura della tettoia, valutato secondo analisi statica lineare, è pari a:
 $d1 = 0,34$ cm.

Il massimo spostamento degli edifici adiacenti alla quota +4,50m è stimabile in:

$$d2 = z/100 \times ag/g \times S/0,5 = 450/100 \times 0,14 \times 1,00/0,5 = 1,3 \text{ cm}$$

La minima ampiezza del giunto sismico è pertanto pari a:

$$d = d1 + d2 = 1,6 \text{ cm} \rightarrow \text{si prevede comunque un giunto di ampiezza non minore di } 5,00 \text{ cm}$$

E. Relazione geotecnica e sulle fondazioni

E1. Verifiche geotecniche e delle fondazioni 1° Lotto strutturale

La porzione di edificio oggetto di intervento presenta fondazioni di tipo superficiale, realizzate in blocchi di arenaria ed intestate sul crostello di alterazione del flysch.

Poiché l'intervento prevede un aumento dei carichi in fondazione dovuto al cambio di destinazione d'uso da caserma ad archivio, è necessario provvedere all'allargamento dell'impronta fondazionale secondo quanto riportato negli elaborati grafici esecutivi.

Nelle verifiche geotecniche si adotta l'Approccio 2 previsto da normativa, con combinazione A1+M1+R3.

Pertanto si considerano:

- azioni: valori massimi nell'involuppo SLU-SLV FOND;
- materiali: valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- resistenze: i seguenti valori dei coefficiente riduttivo delle resistenze caratteristiche:

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi 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	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

E1.1. Parametri geotecnici

I parametri geotecnici caratteristici sono stati adottati sulla base delle indicazioni riportate nella relazione Geologica a firma del dott. geol. Fulvio Medeot, allegata al progetto strutturale.

Diseguito si riportano i parametri geotecnici considerati per i vari strati (medie dei valori riportati in Relazione Geologica):

riporto

peso di volume	γ	2.000 daN/m ³
coesione	c	0,00 daN/cm ²
angolo di attrito	ϕ	24°

cappellaccio

peso di volume	γ	1.900 daN/m ³
coesione	c	0,225 daN/cm ²
angolo di attrito	ϕ	17,5°

crostello del flysch

peso di volume	γ	2.350 daN/m ³
coesione	c	1,24 daN/cm ²
angolo di attrito	ϕ	19°

flysch integro (T3)

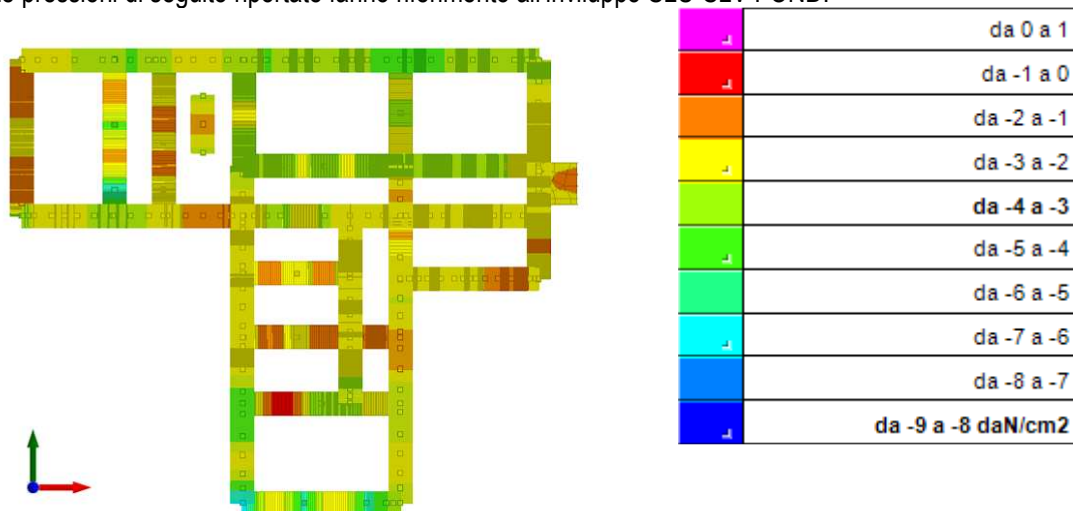
peso di volume	γ	2.450 daN/m ³
coesione	c	1,60 daN/cm ²
angolo di attrito	ϕ	30°

Le fondazioni sono intestate sul crostello e pertanto le verifiche geotecniche fanno riferimento ai parametri geotecnici ad esso relativi.

E1.2. Pressioni massime in fondazione

Si specifica che lo stato limite di capacità portante del terreno è già stato considerato nell'elaborazione dell'analisi di pushover. Di seguito, a titolo di controllo, si riportano le pressioni massime in fondazione nella situazione di progetto calcolate mediante analisi dinamica modale.

Le pressioni di seguito riportate fanno riferimento all'involuppo SLU-SLV FOND.



Le pressioni massime sono inferiori a 7,0 daN/cm².

E1.3. Verifica della capacità portante del terreno

La verifica è stata effettuata secondo la formulazione di Terzaghi. La larghezza dell'impronta fondazionale è pari a:

$$B = 130 + 25 + 25 = 180 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo della profondità del piano di posa ($D=0,00$).

dati terreno di fondazione

peso specifico	γ_{INF}	2.350 daN/m³
angolo di attrito	ϕ	19 °
coesione	C	1,24 daN/cm²

dati terreno di ricoprimento

peso specifico	γ_{SUP}	1.800 daN/m³
----------------	----------------	--------------

dati fondazione

larghezza cordolo	B	1,8 m
profondità piano di posa	D	0 m

coefficienti di Terzaghi

contributo coesione	N_c	14,32
contributo terreno fondazione	N_q	5,93
contributo peso terreno	N_γ	3,39

calcolo capacità portante

contributo coesione	$c N_c$	17,75 daN/cm²
contributo terreno fondazione	$\gamma_{SUP} D N_q$	0,00 daN/cm²
contributo peso terreno	$0,5 \gamma_{INF} B N_\gamma$	0,72 daN/cm²

sollecitazione massima di progetto

capacità portante	$q_{s,d}$	7 daN/cm²	(Fsd/B)
coefficiente di sicurezza approccio 2	q_k	18,47 daN/cm²	
	γ_R	2,3	

capacità portante di progetto

	$q_{r,d}$	8,03 daN/cm²	>	$q_{s,d}$	VERIFICATO
--	-----------	--------------	---	-----------	------------

E1.4. Verifica a scorrimento sul piano di fondazione

La verifica a scorrimento viene condotta cautelativamente secondo la formula seguente:

$$F_h \leq R_d = \frac{W \cdot \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)}{\gamma_R}$$

con:

F_h = taglio alla base;

W = peso totale dell'edificio in combinazioni di carico sismiche;

ϕ = angolo di attrito del terreno di fondazione;

γ_R = coefficiente di sicurezza Approccio 2 = 1,1

$$F_h = 784.867 \text{ daN}$$

Permanenti strutturali $G1k$ 7.916.119 daN

Permanenti portati $G2k$ 969.480 daN

Variabili tipo E Qk 1.584.337 daN

$$W = G1k + G2k + \psi 2Qk = 7.916.119 + 969.480 + 0,8 \times 1.584.337 = 10.153.069 \text{ daN}$$

$$R_d = 10.153.069 \times \tan(2/3 \times 19)/1,1 = 2.074.443 \text{ daN} > F_h \quad \text{VERIFICATO}$$

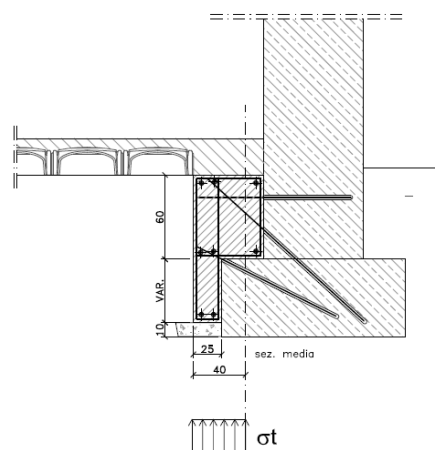
E1.5. Verifica dell'ancoraggio dei cordoli in c.a. alle fondazioni delle murature esistenti

Il calcolo è condotto per un metro lineare di fondazione.

Per pressioni fino a 4,90 daN/cm² si armerà con 2Ø14/33.

Per pressioni fino a 7,00 daN/cm² si armerà con 2Ø16/30.

sezione tipo



In generale per la maggior parte delle fondazioni da consolidare:

$$\sigma_{med} = 0,70 \times \sigma_{max} = 0,70 \times 7,00 = 4,90 \text{ daN/cm}^2$$

Il massimo taglio agente a filo rinforzo muratura è pari a:

$$V_{Ed} = 4,90 \times 40 \times 100 = 19.600 \text{ daN/ml.}$$

Il taglio viene ripreso dalle barre di armatura a.m. B450C: $A_{s,min} = \sqrt{3} \times V_{Ed}/f_{yd}$

$$= \sqrt{3} \times 19.600/3.913 = 8,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Con 2Ø14/33 (in realtà si disporranno 3 barre Ø14/33, di cui una orizzontale e due inclinate rispett. di 45° e 30°)

$$A_s = 100/33 \times 2 \times 1,54 = 9,33 > A_{s,min} \quad \text{VERIFICATO}$$

Nelle situazioni più critiche la tensione massima è pari a:

$$\sigma_{max} = 7,00 \text{ daN/cm}^2$$

Il massimo taglio agente a filo rinforzo muratura è pari a:

$$V_{Ed} = 7,00 \times 40 \times 100 = 28.000 \text{ daN/ml.}$$

Il taglio viene ripreso dalle barre di armatura a.m. B450C:

$$A_{s,min} = \sqrt{3} \times V_{Ed}/f_{yd} = \sqrt{3} \times 28.000/3.913 = 12,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Con 2Ø16/30 (in realtà si disporranno 3 barre Ø16/30, di cui una orizzontale e due inclinate rispett. di 45° e 30°)

$$A_s = 100/30 \times 2 \times 2,01 = 13,4 > A_{s,min} \quad \text{VERIFICATO}$$

E2. Verifiche geotecniche e delle fondazioni della tettoia

Le verifiche geotecniche sono condotte nell'ipotesi semplificativa a favore di sicurezza di assenza di collegamento delle fondazioni della tettoia con le fondazioni degli edifici adiacenti.

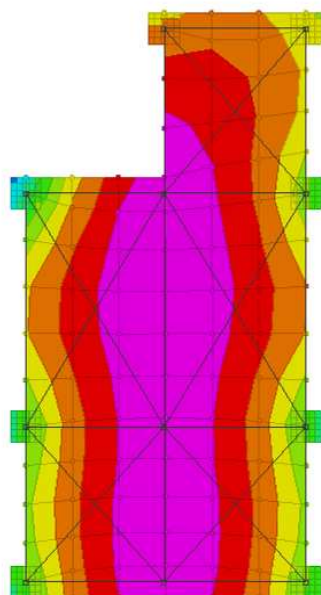
Le verifiche sono eseguite sulla base di un ulteriore modello di calcolo comprensivo delle fondazioni; in particolare si sono modellati i ringrossi in c.a. come plinti quadrati di dimensioni 50x50x40, collegato superiormente mediante una soletta in c.a. con comportamento a piastra di spessore 20 cm.

I parametri geotecnici di riferimento sono tratti dalla relazione geologica a firma de dott. geol. Fulvio Medeot, allegata al progetto strutturale. In particolare, si sono considerati i seguenti parametri geotecnici:

	peso di volume γ	coesione c	angolo di attrito ϕ
CAPPELLACCIO	1.900 daN/m ³	0,225 daN/cm ²	17,5°
CROSTELLO DEL FLYSCH	2.350 daN/m ³	1,24 daN/cm ²	19,0°

I plinti sono intestati sul crostello, mentre la piastra di collegamento superiore è gettata su una massicciata che poggia sul cappellaccio.

E2.1. Pressioni massime sul terreno



da -0.075 a -0.05
da -0.1 a -0.075
da -0.125 a -0.1
da -0.15 a -0.125
da -0.175 a -0.15
da -0.2 a -0.175
da -0.225 a -0.2
da -0.25 a -0.225
da -0.275 a -0.25
da -0.3 a -0.275 daN/cm ²

E2.2. Verifica del plinto maggiormente sollecitato

Plinto C1

Valori espressi in daN, cm.

Metodo di calcolo: stati limite D.M.14-01-2008

Calcestruzzo C25/30; Rck = 300

Acciaio B450C; fyk = 4500

Tipo C

Dimensioni del basamento: lungo X = 50 lungo Y = 50 spessore = 40

Rotazione in pianta rispetto al pilastro = 89.59' 59''

Copriferro per il plinto = 4 copriferro per il bicchiere = 3

Classe di esposizione per la suola: X0 (Condizioni ordinarie)

Coeff. di sicurezza parziali dei materiali: calcestruzzo 1.5 acciaio 1.15

Coeff. di sicurezza parziale per carichi permanenti: 0

Coeff. per limitazione tensioni in esercizio: calcestruzzo .45 acciaio .8

Coefficiente Beta EC2 7.4.3 (7.19) 1

Resistenze di calcolo (stati limite ultimi): fcd = 141.1 fyd = 3913

Tensioni limite dei materiali in condizioni di esercizio :

sc rara = 149.4 sc qp = 112.1 sf = 3600 fctd = 11.9

Pressione limite rottura del terreno: st = 9

Pressioni sul terreno

in condizioni ultime:

st max. -.26 st min. -.16 nella condizione n. 1 st media -.21 nella condizione n. 1

in condizioni di esercizio rare (solo per verifica di esercizio delle sezioni):

st max. -.19 st min. -.12 nella combinazione SLE rara n.1 st media -.15 nella combinazione SLE rara n.1

in condizioni di esercizio frequenti (solo per verifica di esercizio delle sezioni):

st max. -.12 st min. -.08 nella combinazione SLE frequente n.1 st media -.1 nella combinazione SLE frequente n.1

in condizioni di esercizio quasi permanenti (solo per verifica di esercizio delle sezioni):

st max. -.1 st min. -.08 nella combinazione SLE quasi perm. n.1 st media -.09 nella combinazione SLE quasi perm. n.1

in condizioni di verifica per il terreno:

st max. -.26 st min. -.16 nella combinazione SLU n.1 sezione interamente reagente

st media -.21 nella combinazione SLU n.1

Verifica sigma di compressione al suolo

st di verifica .26 < 3.91 nella combinazione SLU n.1 (FS=14.83)

Verifica di capacita portante sul piano di posa - Caso statico

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU SLU NEVE

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -535.53

Resistenza di progetto: 24483.47

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato kp min (Rd/Ed): 45.72

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 0

Forza risultante agente in direzione y: 0

Forza risultante agente in direzione z: -535.53

Momento agente in direzione x: -741.63

Momento agente in direzione y: 293.5

Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0

Eccentricita del carico in direzione x: 0.55

Eccentricita del carico in direzione y: -1.38

Impronta al suolo (BxL): 50 x 50

Larghezza efficace (B'=B-2*e): 47.23

Lunghezza efficace (L'=L-2*e): 48.9

Coesione di progetto: 1.24

Peso specifico di progetto del suolo : 0.0024

Angolo di attrito di progetto (deg): 19

Fattori di capacita portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
13.93	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Coesione
5.80	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Sovraccarico
4.68	0.61	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Attrito

Verifica di capacita portante sul piano di posa - Caso sismico

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 3
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -267.71
 Resistenza di progetto: 24213.52
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3
 Coefficiente di sicurezza normalizzato k_p min (Rd/Ed): 90.45

Parametri utilizzati nel calcolo:
 Forza risultante agente in direzione x: 0
 Forza risultante agente in direzione y: 0
 Forza risultante agente in direzione z: -267.71
 Momento agente in direzione x: -369.98
 Momento agente in direzione y: 123.98
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0
 Eccentricita del carico in direzione x: 0.46
 Eccentricita del carico in direzione y: -1.38
 Impronta al suolo (BxL): 50 x 50
 Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 47.24
 Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 49.07
 Coesione di progetto: 1.24
 Accelerazione normalizzata massima al suolo: .04

Fattori di capacita portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
13.93	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	Coesione
5.80	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	Sovraccarico
4.68	0.61	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	Attrito

Verifiche strutturali in condizioni ultime
 Verifiche per le sezioni parallele ad Y: flessione (combinazione SLU n.1)
 Armature e momenti di verifica: $a_f = 6.16$ $a'_f = 3.08$
 $M_{sd} = 1463$ daN*cm (asse o filo pilastro) $M_{sd} = 0$ daN*cm (filo risega)
 $\mu = 825989$ daN*cm (asse o filo pilastro) $\mu = 0$ daN*cm (filo risega)
 Verifiche per le sezioni parallele ad X: flessione (combinazione SLU n.1)
 Armature e momenti di verifica: $a_f = 6.16$ $a'_f = 3.08$
 $M_{sd} = 1687$ daN*cm (asse o filo pilastro) $M_{sd} = 0$ daN*cm (filo risega)
 $\mu = 825989$ daN*cm (asse o filo pilastro) $\mu = 0$ daN*cm (filo risega)

Verifica a punzonamento per il pilastro.

Verifica lungo la faccia del pilastro (combinazione SLU n.1)
 Perimetro $u_o = 56$ cm
 Altezza utile $d_o = 34.6$ cm

Viene utilizzato il coefficiente Beta introdotto dall'utente.
 Beta = 1.15

Carico applicato = -1660 daN
 Reazione del terreno = 42 daN
 P.P. del cono * γ ,g = -25 daN

Carico punzonante = -1643 daN

$v_{Ed,red}(6.53) = .98$ daN/cm* $v_{Rd,max}(\$6.4.5) = 28.22$ daN/cm*
 $v_{Ed,red} \leq v_{Rd,max}$ Verifica soddisfatta.

Verifica lungo il perimetro di base (combinazione SLU n.1)
 Perimetro $u = 166.21$ cm a distanza $a = 18$ cm (a limite = 69.2 cm)
 Altezza utile $d = 34.6$ cm

Viene utilizzato il coefficiente Beta introdotto dall'utente.
 Beta = 1.15

Carico applicato = -1660 daN
 Reazione del terreno = 454 daN
 P.P. del cono * γ ,g = -175 daN

Carico punzonante = -1381 daN

Percentuale di acciaio teso : $ro,x = .329\%$ $ro,y = .329\%$
 Area di acciaio totale per punzonamento = 0 cm* $2*(a_{fp,x} = 0$ cm* ; $a_{fp,y} = 0$ cm*)
 Area di acciaio necessaria per punzonamento = 0 cm*

$v_{Ed,red}(6.49-6.51) = .28$ daN/cm* $v_{Rd}(6.50) = 16.37$ daN/cm* $v_{Rd,cs}(6.52) = ---$
 $v_{Ed,red} \leq v_{Rd}$ Armatura a punzonamento non necessaria. Verifica soddisfatta.

Verifiche in condizioni di esercizio rare

Tensione limite sul cls: 149.4 daN*cm²
Tensione limite sulle armature: 3600 daN*cm²

Verifiche per le sezioni parallele ad Y: flessione e fessurazione (combinazione SLE rara n.1)
Armature e momenti di verifica: af = 6.16 a'f = 3.08
Msd = 952 daN*cm (asse o filo pilastro) Msd = 0 daN*cm (filo risega)
sc = -.11 sf = 4.72
Momento di verifica fessurazione Msd: 952 daN*cm
Momento di fessurazione M: 365233 daN*cm
Msd<M di fessurazione, sezione non fessurata

Verifiche per le sezioni parallele ad X: flessione e fessurazione (combinazione SLE rara n.1)
Armature e momenti di verifica: af = 6.16 a'f = 3.08
Msd = 1106 daN*cm (asse o filo pilastro) Msd = 0 daN*cm (filo risega)
sc = -.13 sf = 5.48
Momento di verifica fessurazione Msd: 1106 daN*cm
Momento di fessurazione M: 365233 daN*cm
Msd<M di fessurazione, sezione non fessurata

Verifiche in condizioni di esercizio frequenti

Apertura fessure limite: .04 cm

Verifiche per le sezioni parallele ad Y: flessione e fessurazione (combinazione SLE frequente n.1)
Armature e momenti di verifica: af = 6.16 a'f = 3.08
Msd = 51 daN*cm (asse o filo pilastro) Msd = 0 daN*cm (filo risega)
sc = -.01 sf = .19
Momento di verifica fessurazione Msd: 51 daN*cm
Momento di fessurazione M: 365233 daN*cm
Msd<M di fessurazione, sezione non fessurata

Verifiche per le sezioni parallele ad X: flessione e fessurazione (combinazione SLE frequente n.1)
Armature e momenti di verifica: af = 6.16 a'f = 3.08
Msd = 112 daN*cm (asse o filo pilastro) Msd = 0 daN*cm (filo risega)
sc = -.01 sf = .55
Momento di verifica fessurazione Msd: 112 daN*cm
Momento di fessurazione M: 365233 daN*cm
Msd<M di fessurazione, sezione non fessurata

Verifiche in condizioni di esercizio quasi permanenti

Tensione limite sul cls: 112.05 daN*cm²
Tensione limite sulle armature: 3600 daN*cm²
Apertura fessure limite: .03 cm

Verifiche per le sezioni parallele ad Y: flessione e fessurazione (combinazione SLE quasi perm. n.1)
Armature e momenti di verifica: af = 6.16 a'f = 3.08
Msd = -175 daN*cm (asse o filo pilastro) Msd = 0 daN*cm (filo risega)
sc = -.03 sf = 1.02
Momento di verifica fessurazione Msd: -175 daN*cm
Momento di fessurazione M: 359184 daN*cm
Msd<M di fessurazione, sezione non fessurata

Verifiche per le sezioni parallele ad X: flessione e fessurazione (combinazione SLE quasi perm. n.1)
Armature e momenti di verifica: af = 6.16 a'f = 3.08
Msd = -136 daN*cm (asse o filo pilastro) Msd = 0 daN*cm (filo risega)
sc = -.02 sf = .79
Momento di verifica fessurazione Msd: -136 daN*cm
Momento di fessurazione M: 359184 daN*cm
Msd<M di fessurazione, sezione non fessurata

Trieste, 20 dicembre 2012
il Progettista Strutturale

il Direttore Lavori Strutturale

F. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Il codice di calcolo con cui sono state eseguite le analisi è il: SismiCad 12 (Concrete s.r.l. – via della Pieve 19, 35121 Padova). SismiCad è un programma per il calcolo strutturale con modellazione agli elementi finiti, dotato di input grafico proprio (oppure in AutoCAD, AutoCAD LT e IntelliCAD) fornito da Concrete, con un proprio solutore tridimensionale di tipo SAP e con strumenti di progettazione specifici per strutture in c.a., acciaio, muratura e legno.

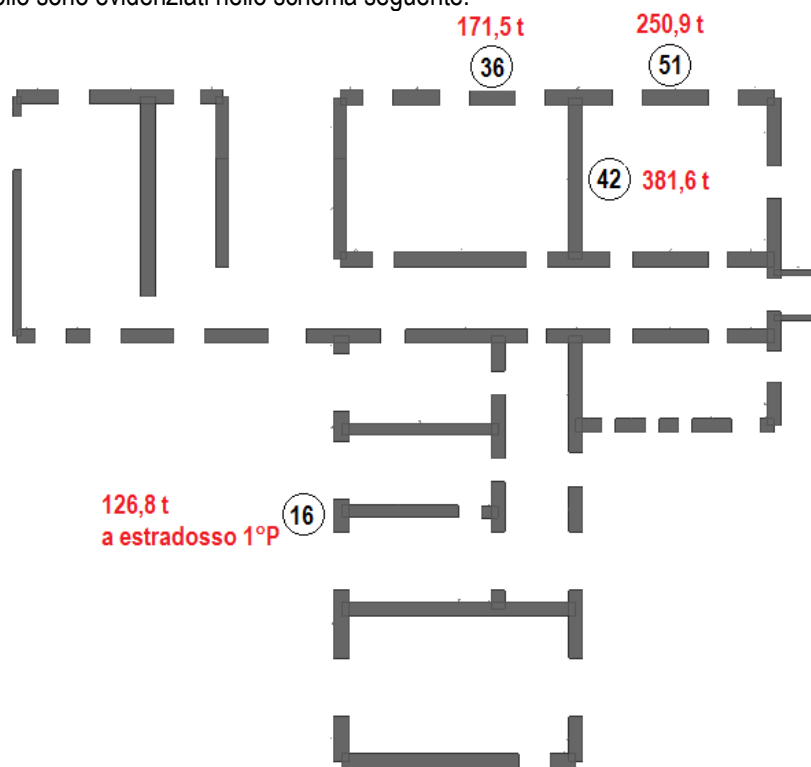
Gli esiti delle analisi svolte attraverso software sono stati confrontati con semplici calcoli, eseguiti dal Progettista Strutturale con metodi tradizionali, che hanno prodotto risultati paragonabili sia intermini di calcolo delle sollecitazioni, sia in termini di verifiche. In particolare, sono state controllate le azioni taglianti di piano e le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di prova, che hanno dato risultati molto prossimi a quelli ricavabili adottando le consolidate formulazioni ricavate dalla scienza delle Costruzioni.

Si riportano di seguito i calcoli di predimensionamento eseguiti sia con il metodo tradizionale alle T.A. che con il metodo agli S.L.U.

F.1. Controllo delle compressioni massime nei maschi murari nella situazione di progetto.

Si riporta di seguito il confronto tra le compressioni massime in alcuni maschi murari significative calcolate dal software e le compressioni massime determinate manualmente mediante foglio di calcolo excel. Le compressioni sono calcolate sulla base dei valori caratteristici dei carichi verticali e nella situazione post-intervento, con maschi murari di sezione maggiorata di 10 cm per effetto dell'intervento con rete e betoncino.

I maschi oggetto di controllo sono evidenziati nello schema seguente.



Nel calcolo delle pressioni massime si assume che:

- il peso proprio della muratura sia centrato e che pertanto produca una pressione uniforme;
- i carichi provenienti dalle nuove travi c.a. e dalla copertura producano una pressione con andamento triangolare e che pertanto le azioni siano applicate ad un terzo della lunghezza di infissione delle travi nella muratura.

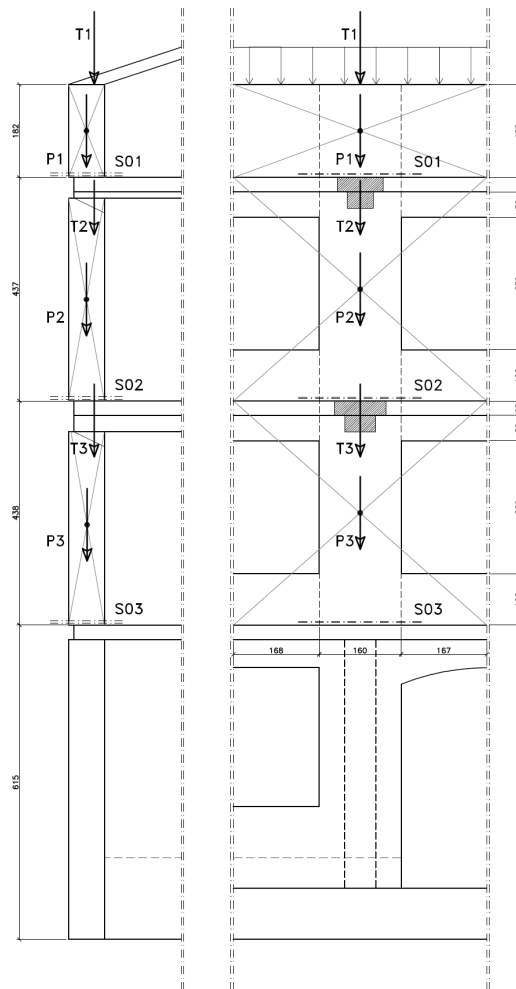
La pressione massima di progetto agli SLU che la muratura è in grado di sostenere è pari a:

$$\sigma_{LIM} = f_m / (\gamma_M \times FC) = 70 / (3,0 \times 1,20) = 19,4 \text{ daN/cm}^2$$

A seguito dell'intervento, la pressione limite della muratura diventa:

$$\sigma_{LIM, \text{intervento}} = 1,2 \times f_m / (\gamma_M \times FC) = 70 / (3,0 \times 1,20) = 23,33 \text{ daN/cm}^2$$

Maschio murario 16 del braccio N/S
Sezione ad estradosso primo solaio



Determinazione dei carichi

		peso tetto		TA	SLU	
peso proprio legno	G1k	21	daN/m²	1,3	27,3	daN/m²
portati	G2k	129	daN/m²	1,5	193,5	daN/m²
variabile	Qk	107	daN/m²	1,5	160,5	daN/m²
	totale	257			381,3	
luce influenza 1	L1	4,9	T		4,9	m
luce influenza 2	L2	2,5	m		2,5	m
	carico distribuito tetto	3.148	daN		4.671	daN
area influenza trave metallica	A	17,5	m²		17,5	
	carico concentrato trave met.	4.498			6.673	
azione tetto	T1	7.646	daN		11.344	daN

peso muratura sottotetto						
base altezza spessore	G1k	2200	daN/m³	1,3	2860	daN/m³
	b	4,95	m		4,95	
	h	1,82	m		1,82	
	t	0,8	m		0,8	
	P1	15.856	daN		20.613	daN

		reazione trave sottotetto				
peso proprio trave a T	G1k	2500	daN/m³	1,3	3250	daN/m³
Base maggiore	B	0,9	m		0,9	m
Altezza solaio	H	0,28	m		0,28	m
Base minore	b	0,5	m		0,5	m
altezza fuori spessore	h	0,12	m		0,12	m
luce di influenza	L	3,9	m		3,9	m
	peso proprio trave	3.042	daN		3.955	daN
peso proprio solaio laterocemento	G1k	344	daN/m²	1,3	447,2	daN/m²
portati	G2k	120	daN/m²	1,5	180	daN/m²

variabile	Qk	300	daN/m ²	1,5	450	daN/m ²
	totale	764	daN/m ²		1077,2	daN/m ²
luce influenza 1	L1	4,6	m		4,6	m
luce influenza 2	L2	3,9	m		3,9	m
	azioni solaio	13.706	daN		19.325	daN
	T2	16.748	daN		23.280	daN

	peso muratura piano 2°					
maschio murario	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860	daN/m ³
base	b	1,7	m		1,7	
altezza	h	4,37	m		4,37	
spessore	t	0,8	m		0,8	
	peso maschio murario	13.075	daN		16.998	daN
sopra finestra	G2k	2200	daN/m ³	1,5	3300	daN/m ³
	b	1,68	m		1,68	
	h	0,5	m		0,5	
	t	0,8	m		0,8	
	peso soprafinestra	2.957	daN		4.435	daN
sottofinestra	G2k	1800	daN/m ³	1,5	2700	daN/m ³
	b	1,68	m		1,68	
	h	1	m		1	
	t	0,4	m		0,4	
	peso soprafinestra	2.419	daN		3.629	daN
	P2	18.451	daN		25.062	daN

	reazione trave piano 2°					
peso proprio trave a T	G1k	2500	daN/m ³	1,3	3250	daN/m ³
Base maggiore	B	1	m		1	m
Altezza solaio	H	0,28	m		0,28	m
Base minore	b	0,6	m		0,6	m
altezza fuori spessore	h	0,32	m		0,32	m
luce di influenza	L	3,9	m		3,9	m
	peso proprio trave	4.602	daN		5.983	daN
peso proprio solaio laterocemento portati	G1k	344	daN/m ²	1,3	447,2	daN/m ²
	G2k	120	daN/m ²	1,5	180	daN/m ²
variabile	Qk	1500	daN/m ²	1,5	2250	daN/m ²
	totale	1964	daN/m ²		2877,2	daN/m ²
luce influenza 1	L1	4,6	m		4,6	m
luce influenza 2	L2	3,9	m		3,9	m
	azioni solaio	35.234	daN		51.617	daN
	T3	39.836	daN		57.600	daN

	peso muratura piano 1°					
maschio murario	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860	daN/m ³
base	b	1,7	m		1,7	
altezza	h	4,38	m		4,38	
spessore	t	0,9	m		0,9	
	peso maschio murario	14.743	daN		19.166	daN
sopra finestra	G2k	2200	daN/m ³	1,5	3300	daN/m ³
	b	1,68	m		1,68	
	h	0,5	m		0,5	
	t	0,9	m		0,9	
	peso soprafinestra	3.326	daN		4.990	daN
sottofinestra	G2k	1800	daN/m ³	1,5	2700	daN/m ³
	b	1,68	m		1,68	
	h	1	m		1	
	t	0,4	m		0,4	
	peso soprafinestra	2.419	daN		3.629	daN
	P3	20.489	daN		27.784	daN

Riassunto delle azioni	TA	SLU		
T1	7.646	daN	11.344	daN
T2	16.748	daN	23.280	daN
T3	39.836	daN	57.600	daN
P1	15.856	daN	20.613	daN
P2	18.451	daN	25.062	daN
P3	20.489	daN	27.784	daN
Totale	119.026	daN	165.681	daN

Controllo della compressione massima in corrispondenza di S03:

N_{\max} da calcolo = 119,0 t

N_{\max} da software = 126,8 t

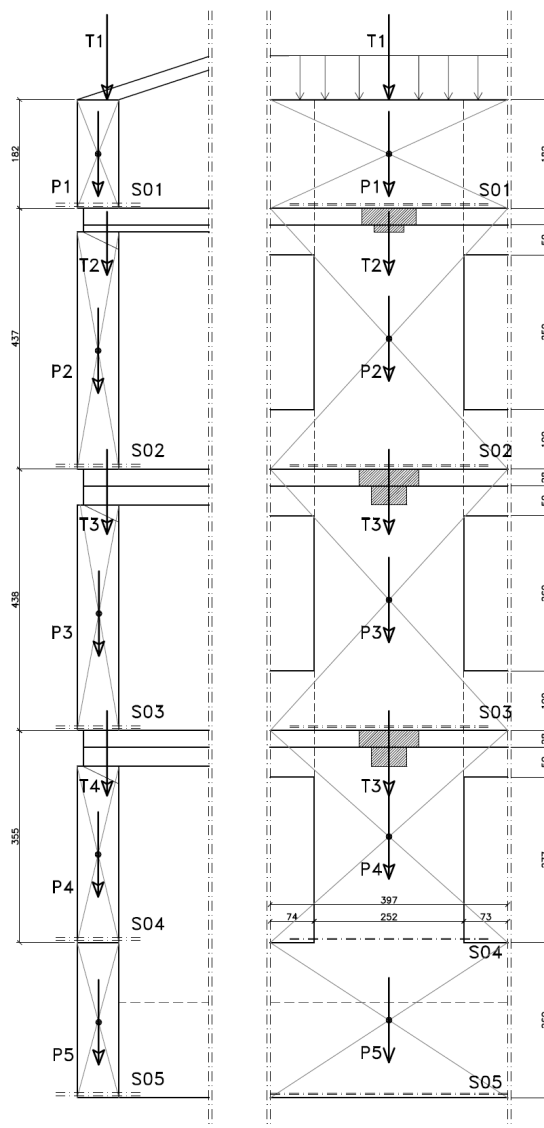
La differenza è da ritenersi trascurabile.

Verifica della pressione massima:

Sez. 03					
pressione uniforme	$(P1+P2+P3)/(b \times t_m)$	4,03	daN/cm ²	5,40	daN/cm ²
pressione max triangolare	$2(T1+T2+T3)/(b \times 73)$	10,35	daN/cm ²	14,86	daN/cm ²
pressione massima		14,38	daN/cm²	20,26	daN/cm²

$p_{\max} = 22,09 \text{ daN/cm}^2 < 23,33 \text{ daN/cm}^2$ VERIFICATO

Maschio murario 36 del braccio O/E



Determinazione dei carichi

	peso tetto	TA		SLU	
peso proprio legno	G1k	21	daN/m ²	1,3	27,3 daN/m ²
portati	G2k	129	daN/m ²	1,5	193,5 daN/m ²
variabile	Qk	107	daN/m ²	1,5	160,5 daN/m ²
	totale	257	daN/m²		381,3 daN/m²
luce influenza 1	L1	3,9	m		3,9 m
luce influenza 2	L2	2,2	m		2,2 m
azione tetto	T1	2.205	daN		3.272 daN

	peso muratura sottotetto					
	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860	daN/m ³
base	b	3,97	m		3,97	
altezza	h	1,82	m		1,82	
spessore	t	0,78	m		0,78	
	P1	12.399	daN		16.118	daN

	reazione trave sottotetto					
peso proprio trave a T	G1k	2500	daN/m ³	1,3	3250	daN/m ³
Base maggiore	B	0,9	m		0,9	m
Altezza solaio	H	0,28	m		0,28	m
Base minore	b	0,5	m		0,5	m
altezza fuori spessore	h	0,12	m		0,12	m
luce di influenza	L	4	m		4	m
	peso proprio trave	3.120	daN		4.056	daN
peso proprio solaio laterocemento portati	G1k	413	daN/m ²	1,3	536,9	daN/m ²
	G2k	120	daN/m ²	1,5	180	daN/m ²
variabile	Qk	300	daN/m ²	1,5	450	daN/m ²
	totale	833	daN/m²		1166,9	daN/m²
luce influenza 1	L1	3,9	m		3,9	m
luce influenza 2	L2	3,83	m		3,83	m
	azioni solaio	12.443	daN		17.430	daN
	T2	15.563	daN		21.486	daN

	peso muratura piano 2°					
maschio murario	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860	daN/m ³
base	b	2,4	m		2,4	
altezza	h	4,37	m		4,37	
spessore	t	0,78	m		0,78	
	peso maschio murario	17.997	daN		23.397	daN
sopra finestra	G2k	2200	daN/m ³	1,5	3300	daN/m ³
	b	0,73	m		0,73	
	h	0,5	m		0,5	
	t	0,78	m		0,78	
	peso soprafinestra	1.253	daN		1.879	daN
sottofinestra	G2k	1800	daN/m ³	1,5	2700	daN/m ³
	b	0,73	m		0,73	
	h	1	m		1	
	t	0,4	m		0,4	
	peso sottofinestra	1.051	daN		1.577	daN
	P2	20.301	daN		26.852	daN

	reazione trave piano 2°					
peso proprio trave a T	G1k	2500	daN/m ³	1,3	3250	daN/m ³
Base maggiore	B	0,9	m		0,9	m
Altezza solaio	H	0,28	m		0,28	m
Base minore	b	0,5	m		0,5	m
altezza fuori spessore	h	0,27	m		0,27	m
luce di influenza	L	4	m		4	m
	peso proprio trave	3.870	daN		5.031	daN
peso proprio solaio laterocemento portati	G1k	413	daN/m ²	1,3	536,9	daN/m ²
	G2k	120	daN/m ²	1,5	180	daN/m ²
variabile	Qk	1500	daN/m ²	1,5	2250	daN/m ²
	totale	2033	daN/m²		2966,9	daN/m²
luce influenza 1	L1	3,9	m		3,9	m
luce influenza 2	L2	3,83	m		3,83	m
	azioni solaio	30.367	daN		44.317	daN
	T3	34.237	daN		49.348	daN

	peso muratura piano 1°					
maschio murario	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860	daN/m ³
base	b	2,4	m		2,4	
altezza	h	4,38	m		4,38	
spessore	t	0,9	m		0,9	
	peso maschio murario	20.814	daN		27.058	daN
sopra finestra	G2k	2200	daN/m ³	1,5	3300	daN/m ³
	b	0,73	m		0,73	
	h	0,5	m		0,5	
	t	0,9	m		0,9	
	peso soprafinestra	1.445	daN		2.168	daN

sottofinestra	G2k	1800	daN/m ³	1,3	2340	daN/m ³
	b	0,73	m		0,73	
	h	1	m		1	
	t	0,4	m		0,4	
	peso sottofinestra	1.051	daN		1.367	daN
	P3	23.310	daN		30.593	daN

reazione trave piano 1°						
peso proprio trave a T	G1k	2500	daN/m ³	1,3	3250	daN/m ³
Base maggiore	B	0,9	m		0,9	m
Altezza solaio	H	0,28	m		0,28	m
Base minore	b	0,5	m		0,5	m
altezza fuori spessore	h	0,27	m		0,27	m
luce di influenza	L	4	m		4	m
	peso proprio trave	3.870	daN		5.031	daN
peso proprio solaio laterocemento portati	G1k	413	daN/m ²	1,3	536,9	daN/m ²
	G2k	120	daN/m ²	1,5	180	daN/m ²
variabile	Qk	1500	daN/m ²	1,5	2250	daN/m ²
	totale	2033	daN/m²		2966,9	daN/m²
luce influenza 1	L1	3,9	m		3,9	m
luce influenza 2	L2	3,83	m		3,83	m
	azioni solaio	30.367	daN		44.317	daN
	T4	34.237	daN		49.348	daN

peso muratura piano terra						
maschio murario	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860	daN/m ³
base	b	2,52	m		2,52	
altezza	h	3,27	m		3,27	
spessore	t	0,9	m		0,9	
	peso maschio murario	16.316	daN		21.211	daN
sopra finestra	G2k	2200	daN/m ³	1,5	3300	daN/m ³
	b	0,73	m		0,73	
	h	0,5	m		0,5	
	t	0,8	m		0,8	
	peso soprafinestra	1.285	daN		1.927	daN
	P4	17.601	daN		23.138	daN

peso muratura da davanzale a fondazione						
maschio murario	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860	daN/m ³
base	b	3,97	m		3,97	
altezza	h	1,6	m		1,6	
spessore	t	0,9	m		0,9	
	P5	12.577	daN		16.350	daN

Riassunto delle azioni		TA		SLU	
	T1	2.205	daN	3.272	daN
	T2	15.563	daN	21.486	daN
	T3	34.237	daN	49.348	daN
	T4	34.237	daN	49.348	daN
	P1	12.399	daN	16.118	daN
	P2	20.301	daN	26.852	daN
	P3	23.310	daN	30.593	daN
	P4	17.601	daN	23.138	daN
	P5	12.577	daN	16.350	daN
Totale		172.430	daN	236.504	daN

Controllo della compressione massima in corrispondenza di S05:

N_{max} da calcolo = 172,4 t

N_{max} da software = 171,5 t

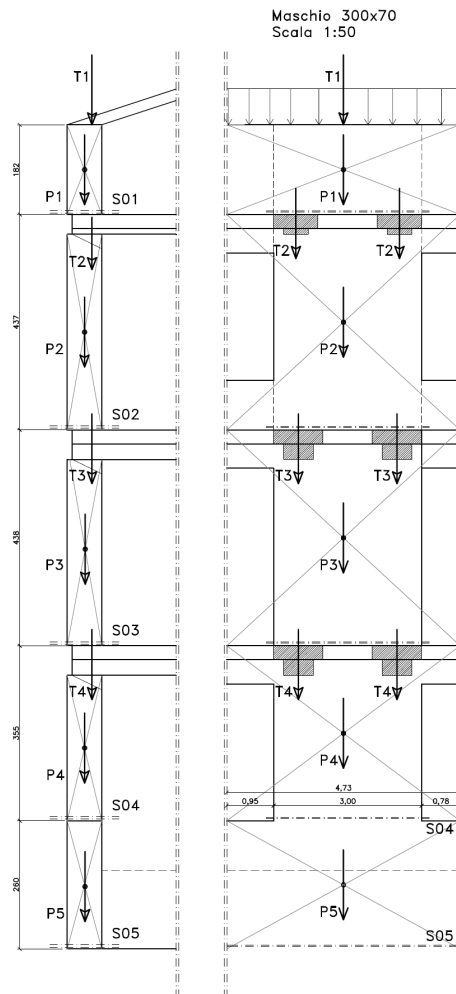
La differenza è da ritenersi trascurabile.

Verifica della pressione massima:

Sez. 04 (base finestra)					
pressione uniforme	$(P1+P2+P3+P4)/(bm \times tm)$	3,93	daN/cm ²	5,17	daN/cm ²
pressione max triangolare	$2(T1+T2+T3+T4)/(bm \times 73)$	9,84	daN/cm ²	14,09	daN/cm ²
pressione massima		13,78	daN/cm²	19,26	daN/cm²

$p_{max} = 19,26 \text{ daN/cm}^2 < 23,33 \text{ daN/cm}^2$ VERIFICATO

Maschio murario 51 del braccio O/E



Determinazione dei carichi

peso tetto		TA		SLU	
peso proprio legno	G1k	21	daN/m ²	1,3	27,3 daN/m ²
portati	G2k	129	daN/m ²	1,5	193,5 daN/m ²
variabile	Qk	107	daN/m ²	1,5	160,5 daN/m ²
	totale	257	daN/m²	381,3	daN/m²
luce influenza 1	L1	2,45	m	2,45	m
luce influenza 2	L2	2,2	m	2,2	m
	carico distribuito tetto	1.385	daN	2.055	daN
area influenza trave metallica	A	17,5	m ²	17,5	
	carico concentrato trave met.	4.498		6.673	
azione tetto	T1	5.883	daN	8.728	daN

peso muratura sottotetto					
base	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860 daN/m ³
altezza	b	4,73	m	4,73	
spessore	h	1,82	m	1,82	
	t	0,78	m	0,78	
	P1	14.772	daN	19.204	daN

reazione trave sottotetto					
peso proprio trave a T	G1k	2500	daN/m ³	1,3	3250 daN/m ³
Base maggiore	B	0,9	m	0,9	m
Altezza solaio	H	0,28	m	0,28	m
Base minore	b	0,5	m	0,5	m
altezza fuori spessore	h	0,12	m	0,12	m
luce di influenza	L	3,83	m	3,83	m
	peso proprio trave	2.987	daN	3.884	daN

peso proprio solaio laterocemento	G1k	413	daN/m ²	1,3	536,9	daN/m ²
portati	G2k	120	daN/m ²	1,5	180	daN/m ²
variabile	Qk	300	daN/m ²	1,5	450	daN/m ²
	totale	833	daN/m ²		1166,9	daN/m ²
luce influenza 1	L1	5,9	m		5,9	m
luce influenza 2	L2	3,83	m		3,83	m
	azioni solaio	18.823	daN		26.368	daN
	2 x T2	24.798	daN		34.136	daN

peso muratura piano 2°						
maschio murario	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860	daN/m ³
base	b	3	m		3	
altezza	h	4,37	m		4,37	
spessore	t	0,78	m		0,78	
	peso maschio murario	22.497	daN		29.246	daN
sopra finestra	G2k	2200	daN/m ³	1,5	3300	daN/m ³
	b	0,865	m		0,865	
	h	0,5	m		0,5	
	t	0,78	m		0,78	
	peso soprafinestra	1.484	daN		2.227	daN
sottofinestra	G2k	1800	daN/m ³	1,5	2700	daN/m ³
	b	0,865	m		0,865	
	h	1	m		1	
	t	0,4	m		0,4	
	peso sottofinestra	1.246	daN		1.868	daN
	P2	25.227	daN		33.341	daN

reazione trave piano 2°						
peso proprio trave a T	G1k	2500	daN/m ³	1,3	3250	daN/m ³
Base maggiore	B	0,9	m		0,9	m
Altezza solaio	H	0,28	m		0,28	m
Base minore	b	0,5	m		0,5	m
altezza fuori spessore	h	0,22	m		0,22	m
luce di influenza	L	3,9	m		3,9	m
	peso proprio trave	3.530	daN		4.588	daN
peso proprio solaio laterocemento	G1k	413	daN/m ²	1,3	536,9	daN/m ²
portati	G2k	120	daN/m ²	1,5	180	daN/m ²
variabile	Qk	1500	daN/m ²	1,5	2250	daN/m ²
	totale	2033	daN/m²		2966,9	daN/m²
luce influenza 1	L1	5,9	m		5,9	m
luce influenza 2	L2	3,83	m		3,83	m
	azioni solaio	45.940	daN		67.043	daN
	2 x T3	52.999	daN		76.220	daN

peso muratura piano 1°						
maschio murario	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860	daN/m ³
base	b	3	m		3	
altezza	h	4,38	m		4,38	
spessore	t	0,9	m		0,9	
	peso maschio murario	26.017	daN		33.822	daN
sopra finestra	G2k	2200	daN/m ³	1,5	3300	daN/m ³
	b	0,865	m		0,865	
	h	0,5	m		0,5	
	t	0,9	m		0,9	
	peso soprafinestra	1.713	daN		2.569	daN
sottofinestra	G2k	1800	daN/m ³	1,5	2700	daN/m ³
	b	0,865	m		0,865	
	h	1	m		1	
	t	0,4	m		0,4	
	peso sottofinestra	1.246	daN		1.868	daN
	P3	28.976	daN		38.260	daN

reazione trave piano 1°						
peso proprio trave a T	G1k	2500	daN/m ³	1,3	3250	daN/m ³
Base maggiore	B	0,9	m		0,9	m
Altezza solaio	H	0,28	m		0,28	m
Base minore	b	0,5	m		0,5	m
altezza fuori spessore	h	0,22	m		0,22	m
luce di influenza	L	4	m		4	m
	peso proprio trave	3.620	daN		4.706	daN

peso proprio solaio laterocemento	G1k	413	daN/m ²	1,3	536,9	daN/m ²
portati	G2k	120	daN/m ²	1,5	180	daN/m ²
variabile	Qk	1500	daN/m ²	1,5	2250	daN/m ²
	totale	2033	daN/m²		2966,9	daN/m²
luce influenza 1	L1	5,9	m		5,9	m
luce influenza 2	L2	3,83	m		3,83	m
	azioni solaio	45.940	daN		67.043	daN
	2 x T4	53.180	daN		76.455	daN

peso muratura piano terra						
maschio murario	G1k	2200	daN/m ³	1,3	2860	daN/m ³
base	b	3	m		3	
altezza	h	3,27	m		3,27	
spessore	t	0,9	m		0,9	
	peso maschio murario	19.424	daN		25.251	daN
sopra finestra	G2k	2200	daN/m ³	1,5	3300	daN/m ³
	b	0,865	m		0,865	
	h	0,5	m		0,5	
	t	0,9	m		0,9	
	peso soprafinestra	1.713	daN		2.569	daN
	P4	21.137	daN		27.820	daN

peso muratura da davanzale a fondazione						
maschio murario	G2k	2200	daN/m ³	1,5	3300	daN/m ³
base	b	4,73	m		4,73	
altezza	h	1,6	m		1,6	
spessore	t	0,9	m		0,9	
	P5	14.985	daN		22.477	daN

Riassunto delle azioni		TA		SLU	
	T1	5.883	daN	8.728	daN
	T2	24.798	daN	34.136	daN
	T3	52.999	daN	76.220	daN
	T4	53.180	daN	76.455	daN
	P1	14.772	daN	19.204	daN
	P2	25.227	daN	33.341	daN
	P3	28.976	daN	38.260	daN
	P4	21.137	daN	27.820	daN
	P5	14.985	daN	22.477	daN
Totale		241.955	daN	336.640	daN

Controllo della compressione massima in corrispondenza di S05:

N_{max} da calcolo = 241,9 t

N_{max} da software = 250,9 t

La differenza è da ritenersi trascurabile.

Sez. 04 (base finestra)					
pressione uniforme	$(P1+P2+P3+P4)/(b \times t_m)$	3,85	daN/cm ²	5,07	daN/cm ²
pressione max triangolare	$2(T1+T2+T3+T4)/(b \times 73)$	13,03	daN/cm ²	17,86	daN/cm ²
pressione massima		16,89	daN/cm²	22,93	daN/cm²

Verifica della pressione massima:

$p_{max} = 22,93 \text{ daN/cm}^2 < 23,33 \text{ daN/cm}^2$ VERIFICATO

Maschio murario 39 di sezione 750x80 del braccio O/E

Determinazione dei carichi (spessore medio 75 cm)

peso proprio	$2.200 \times 0,75 \times 17,6$	29.040 daN/m
peso solai archivio	$4,25 \times (1.500 + 413 + 120)$	8.640 daN/m
peso solaio uffici	$4,25 \times (300 + 413 + 120)$	3.540 daN/m
peso copertura	$5,80 \times (25 + 135 + 100)$	1.508 daN/m
totale		51.368 daN/m

$$N_{tot} = 51.368 \times 7,50 = 385.260 \text{ daN}$$

Controllo della compressione massima in corrispondenza di S05:

$$N_{max} \text{ da calcolo} = 385,3 \text{ t}$$

$$N_{max} \text{ da software} = 381,6 \text{ t}$$

La differenza è da ritenersi trascurabile.

F.2. Predimensionamento tettoia alle T.A.

Analisi dei carichi:

pannellatura in lamiera grecata precoibentata	20 kg/m ²
struttura metallica di copertura	20 kg/m ²
sovraccarico	150 kg/m ²
	<u>190 kg/m²</u>

Trave:

$$l_0 = 4,70 \text{ m}$$

$$q = 190 \times 6,30/2 = 598 \text{ kg/m}$$

$$m \leq 598 \times 4,70^2/8 = 1.652 \text{ kg m} \quad W_x = 165200/1600 = 103 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{HEB140} (W_x = 216 \text{ cm}^3; J_x = 1.509 \text{ cm}^4)$$

Montante:

$$N_{max} = 190 \times 6,20/2 \times 4,80/2 = 1.415 \text{ kg}$$

$$\lambda = 400/3,58 = 11,1$$

F.3. Controllo del taglio alla base tettoia SLV

Calcolo del peso associato alla copertura:

lamiera precoibentata	20 daN/mq	x 36,6 mq	= 732 daN
travi HEB 140	33,7 daN/m	x (4,70x3 + 2,45) m	= 558 daN
travi IPE 120	10,4 daN/m	x (2,65x2 + 3,76x3 + 2,50x3) m	= 259 daN
montanti HEB140	33,7 daN/m	x (4,50/2 x 8) m	= 607 daN
		totale	= 2.156 daN

Periodo del modo di vibrare principale:

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4} = 0,085 \times 4,50^{3/4} = 0,263 \quad (T_b < T_1 < T_c)$$

$$T_b \text{ orizzontale SLV} = 0.109 \text{ s}$$

$$T_c \text{ orizzontale SLV} = 0.326 \text{ s}$$

$$S_d(T_1)/g = a_g/g \times \eta \times F_o = 0,14 \times 1,00 \times 2,515 = 0,352$$

Taglio alla base:

$$V = 0,352 \times 2.156 = 759 \text{ daN}$$

Il taglio alla base calcolato dal software è pari a 756 daN (vedi 6.2) e pertanto l'analisi è da ritenersi corretta.

F.4. Predimensionamento solai di piano

1.	BITRAVE archivi	$l_{max} = 5,20 \text{ m}$	$M_{max}^+ = 2033 \times 5,20^2 / 10 =$ $M_{max}^- = 2033 \times 5,20^2 / 8 =$	5947 kgm/ml 6871 kgm/ml	$< M_s = 7171 \quad T7$ $A_s = 687100 / (0,9 \times 25,5 \times 2600) = 12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
2.	MONOTRAVE uffici	$l_{max} = 5,20 \text{ m}$	$M_{max}^+ = 883 \times 5,20^2 / 10 =$ $M_{max}^- = 883 \times 5,20^2 / 8 =$	2388 kgm/ml 2985 kgm/ml	$< M_s = 2980 \quad T5$ $A_s = 298500 / (0,9 \times 25,5 \times 2600) = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
3.	BITRAVE archivi	$l_{max} = 4,70 \text{ m}$	$M_{max}^+ = 2033 \times 4,70^2 / 11 =$ $M_{max}^- = 2033 \times 4,70^2 / 10 =$	4083 kgm/ml 4491 kgm/ml	$< M_s = 4784 \quad T5$ $A_s = 449100 / (0,9 \times 25,5 \times 2600) = 7,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
4.	MONOTRAVE uffici	$l_{max} = 4,70 \text{ m}$	$M_{max}^+ = 883 \times 4,70^2 / 11 =$ $M_{max}^- = 883 \times 4,70^2 / 10 =$	1673 kgm/ml 1840 kgm/ml	$< M_s = 1973 \quad T3$ $A_s = 184000 / (0,9 \times 25,5 \times 2600) = 3,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
5.	BITRAVE archivi	$l_{max} = 3,90 \text{ m}$	$M_{max}^+ = 2033 \times 3,90^2 / 11 =$ $M_{max}^- = 2033 \times 3,90^2 / 10 =$	2811 kgm/ml 3092 kgm/ml	$< M_s = 3148 \quad T3$ $A_s = 309200 / (0,9 \times 25,5 \times 2600) = 5,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
6.	MONOTRAVE uffici	$l_{max} = 3,90 \text{ m}$	$M_{max}^+ = 883 \times 3,90^2 / 11 =$ $M_{max}^- = 883 \times 3,90^2 / 10 =$	1220 kgm/ml 1343 kgm/ml	$< M_s = 1973 \quad T3$ $A_s = 126700 / (0,9 \times 25,5 \times 2600) = 2,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
7.	MONOTRAVE servizi	$l_{max} = 4,30 \text{ m}$	$M_{max}^+ = 883 \times 4,30^2 / 8 =$ $M_{max}^- = 883 \times 4,30^2 / 24 =$	2041 kgm/ml 680 kgm/ml	$< M_s = 2980 \quad T5$ $A_s = 68000 / (0,9 \times 25,5 \times 2600) = 1,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Trieste, 20 dicembre 2012
il Progettista Strutturale

il Direttore Lavori Strutturale

.....

.....