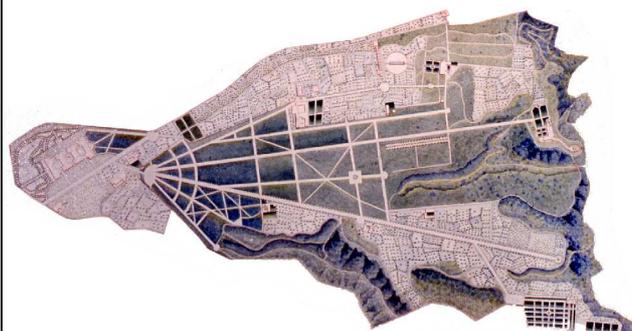




Segretariato regionale del Ministero dei beni e delle attività
culturali e del turismo per la Campania
Museo di Capodimonte



P.O. F.E.S.R. 2007/2013
P.O.In. "Attrattori culturali, naturali e turismo"



Napoli, Real Bosco di Capodimonte
Valorizzazione del giardino e Casamento Torre, del giardino della Fruttiera di basso, della Fagianeria, della Capraia, della Porta di Mezzo, della chiesa di San Gennaro, del Cisternone, del Cellaio e dell'ex Eremo dei Cappuccini

PROGETTO ESECUTIVO

Titolo elaborato:

"Giardino e casamento Torre"

Relazione specialistica sugli aspetti strutturali

Sintesi dei risultati - Relazione Geotecnica - Calcolo Solai in acciaio

Scala:

Data

febbraio 2015

Elaborazione

Aggiornamento

CAPODIMONTE SCARL

via G. Sanfelice, 8 - 80134 - Napoli

IL VERIFICATORE: Prof. Ing. Michele Candela

Elaborato n°.

R 01

Soprintendenza Belle Arti e Paesaggio per il Comune e la Provincia di Napoli

PROGETTISTA

Arch. Guido Gullo - coordinatore della progettazione

Collaboratore:

Dott. Salvatore Barletta
Dott.ssa Patrizia Nicoletti
Geom. Mario Erario

IL SOPRINTENDENTE

Arch. Luciano GARELLA

autorizzazione ai sensi dell'art. 21 del D.Lgs. n.42/2004

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Arch. Tommaso Russo

visto: IL SEGRETARIO REGIONALE

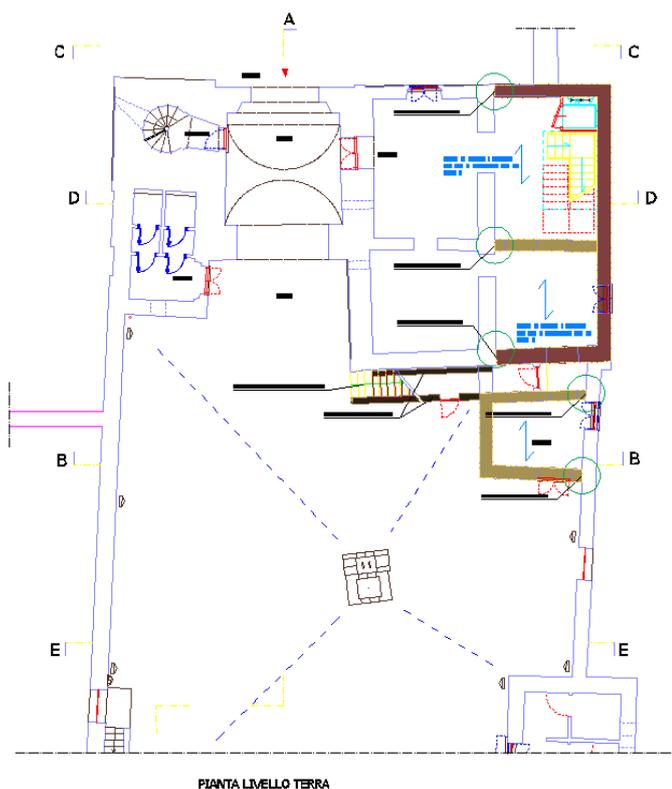
Arch. Luca Maggi

SOMMARIO

PREMESSA	2
RIFERIMENTI NORMATIVI E QUALIFICAZIONE DELL'INTERVENTO AI SENSI DEL PUNTO 8.4 DEL D.M. 14/01/2008 E DEL PUNTO 2.2 DEL DPCM 09/02/2011	3
NORMATIVE DI RIFERIMENTO.	3
SISMICITA' DELL'AREA	5
TERRENO DI FONDAZIONE: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	5
DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI E DI RILIEVI ESEGUITA, DOCUMENTAZIONE ACQUISITA PER LA CONOSCENZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE, CON EVIDENZA DEL LIVELLO DI CONOSCENZA ACQUISITO.	6
CLASSIFICAZIONE DELLE MURATURE ESISTENTI AI SENSI DELLE NTC 2008.	7
DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE.....	8
CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.2].....	8
ORIZZONTAMENTI.....	14
SISTEMA FONDALE	14
CORDOLI DI PIANO	14
DESCRIZIONE DEL DANNO – VULNERABILITÀ.....	14
ANALISI DEI CARICHI.....	14
SOLAI DI PIANO	14
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PER IL MIGLIORAMENTO	15
AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA	16
DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE ESEGUITE.....	18
DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE	18
VERIFICHE DEL COMPORTAMENTO GLOBALE.....	18
ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO. SINTESI DEI RISULTATI	19
ANALISI DINAMICA MODALE CON FATTORE DI STRUTTURA - VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE.....	20
ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)	20
ANALISI CINEMATICA LINEARE: VERIFICA MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO	22
VERIFICHE GEOTECNICHE.....	23
ALLEGATO A: DIMENSIONAMENTO SOLAI IN ACCIAIO DI NUOVA REALIZZAZIONE.....	25

PREMESSA

La presente relazione afferisce le elaborazioni numeriche di verifica e dimensionamenti degli interventi di miglioramento sismico del fabbricato principale ricadenti nell'ambito del "Casamento Torre" a sua volta sito nell'ambito dell'area del Parco di Capodimonte.



L'edificio è a struttura muraria in conci di tufo, le ricerche storiche e le evidenze riscontrate in sito anche dopo la campagna di scavi hanno consentito di risalire in buona parte, alla caratterizzazione del fabbricato originario.

Esso è caratterizzato dalla torre che si sviluppa su tre livelli per una altezza dal piano campagna pari a circa 15.00 metri, tale livello è poi sovrastato dal torrino scala per una ulteriore altezza pari a 3.80 metri circa.

Adiacente a tali elementi è una ulteriore porzione a pianta sub rettangolare che si sviluppa in verticale su due livelli, per una altezza da piano campagna pari a circa 9.0 metri.

Tutte le strutture verticali sono realizzate in muratura in blocchi squadri di tufo giallo napoletano, gli orizzontamenti, sono tutti realizzati in solaio in acciaio e laterizi, fa eccezione la volta a botte che al piano terra sovrasta l'ingresso alla corte interna del "Casamento".

Il fabbricato esistente non presenta fenomeni di danno rilevanti, fa eccezione un meccanismo di danno da ribaltamento della pozione sommitale del torrino scala.

Interventi progettati

Gli interventi previsti nell'ottica di un intervento di miglioramento e di recupero dell'edificio sono:

1. La ricostruzione delle murature adiacenti all'attuale corpo laterale;
2. Realizzazione di un sistema di tiranti metallici da posare a livello di calpestio dei solai;
3. Realizzazione di cordolo di sommità in corrispondenza delle murature di nuova realizzazione
4. Realizzazione di un cerchiaggio della parte sommitale del torrino scale dove sono presenti pleiadi fessurative attribuibili ad un meccanismo locale di ribaltamento, da eseguirsi mediante posa di fasce sottointonaco di tessuto in acciaio galvanizzato su matrice inorganica.

RIFERIMENTI NORMATIVI E QUALIFICAZIONE DELL'INTERVENTO AI SENSI DEL PUNTO 8.4 DEL D.M. 14/01/2008 E DEL PUNTO 2.2 DEL DPCM 09/02/2011

La finalità della verifica presente è quello di determinare le opere di MIGLIORAMENTO SISMICO, come definito dalla normativa di settore per edifici appartenenti ad opere ordinarie con Classi d'uso III, in tale ambito si farà riferimento anche alle indicazioni di cui al punto 2.4 del DPCM 09/02/2011, pertanto si farà riferimento ad un periodo di riferimento delle Vita Nominale pari a 35 anni che il valore minimo fissato dalle NTC 2008.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO.

Il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento e le verifiche di sicurezza delle strutture nei confronti dei carichi verticali e delle azioni sismiche è stato condotto, nel rispetto dei principi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, secondo il metodo semi-probabilistico agli stati limite, ed ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) e della Circolare esplicativa collegata, nonché delle leggi nazionali e regionali di seguito citate:

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 14.1.2008: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008.

Circolare 2.2.2009, n.617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.

DPCM 09/02/2011: " Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC del 14.01.2008".

Riferimenti tecnici: EuroCodici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali

UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere - Ciminiere

UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos

UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi

UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte

UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti

Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura

UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature

UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti

UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini

SISMICITA' DELL'AREA

La valutazione delle sollecitazioni sismiche è stata eseguita in base alle indicazioni di cui allo studio geologico a firma del dott. Nicola Pulzone, che ha fornito la seguente caratterizzazione:

- Categoria sottosuolo (tabella 3.2.II NTC 2008): Suolo Tipo: C - limo pozzolanaceo di colore marrone con pomici.
- Categoria topografica (tabella 3.2.IV NTC 2008): T1 - Pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$.
- Vita nominale (§ 2.4 del DPCM del 09.02.2011): 35 anni
- Classe d'uso (§ 2.4.2 NTC 2008): *Classe II - Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.*

TERRENO DI FONDAZIONE: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo studio geologico formulato dal dott. Nicola Pulzone ha indicato che la stratigrafia rilevata in sito è costituita come di seguito:

- strato vegetale per uno spessore pari a circa 1.80 m

- limo pozzolanaceo di colore marrone con abbondanti pomice centimetriche per uno spesso che va dal piano campagna da una profondità di 1.80/2.00 metri alla profondità di 5.00/6.00 metri.

In tale stratigrafia è collocato il piano di posa delle fondazioni esistenti, il quale è caratterizzato dai seguenti parametri meccanici:

$$\phi = 26^\circ$$

$$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

L'intervento di cui alla presente, prevede il recupero ove possibile delle fondazioni rinvenute e sui cui tracciati saranno impostate le murature in elevazione.

DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI E DI RILIEVI ESEGUITA, DOCUMENTAZIONE ACQUISITA PER LA CONOSCENZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE, CON EVIDENZA DEL LIVELLO DI CONOSCENZA ACQUISITO.

E' stata eseguita una campagna di indagini eseguita da laboratorio autorizzato, che è consistita nel rilievo geometrico, materico e strutturale dell'edificio, mirata al conseguimento del Livello di Conoscenza Accurata, come definito dalla normativa di settore, quindi

Livello Conoscenza Adeguata: LC2

cui segue l'applicazione di un:

Fattore di confidenza: FC= 1,20

Il dettaglio della campagna di prove eseguite è riportato in appositi elaborati del presente studio, in questa sede si riportano i risultati delle prove di martinetto doppio piatto eseguite e che hanno consentito di classificare le murature in sito e la loro caratterizzazione meccanica, al fine di inserirle negli algoritmi di calcolo.

Elenco delle prove eseguite:

Muratuta in tufo giallo napoletano

- n.ro 1 prova con martinetto piatto doppio

Le attività di indagine sono state integrate da rilievi pachometrici ed endoscopie, i risultati ottenuti dalla prova con martinetto doppio piatto sono riassunti nella tabella seguente:

□ Resistenza a compressione I ° Fessurazione	2.20N/mm ²
□ Resistenza a compressione (Rottura)	2.72 N/mm ²
□ Modulo di elasticità E	10810 Kg/cm ²

CLASSIFICAZIONE DELLE MURATURE ESISTENTI AI SENSI DELLE NTC 2008.

I saggi eseguiti hanno consentito la classificazione delle murature esistenti e quindi la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle stesse con riferimento alle indicazioni di cui al punto C8A.1 della Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del febbraio 2009, n. 617 – “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

La classificazione delle murature è quindi la seguente:

MURATURE IN TUFO GIALLO ESISTENTI

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

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,8	2400	700	22
	800	12,0	3200	940	

I valori ottenuti nella prova hanno resistito valori superiori all'estremo superiore dell'intervallo indicato dalla circolare, tuttavia in conformità alle indicazioni di norma si farà riferimento ai valori medi del suddetto intervallo, ai quali si applicheranno i coefficienti maggiorativi di cui alla tabella C8A.2.2 che di seguito si riporta:

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

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

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

Pertanto le caratteristiche meccaniche delle murature esistenti saranno le seguenti:

Caratteristiche costruttive			
<input checked="" type="checkbox"/>	Malta buona		
<input type="checkbox"/>	Giunti sottili		
<input type="checkbox"/>	Ricorsi o listature		
<input checked="" type="checkbox"/>	Connessione trasversale		
<input type="checkbox"/>	Nucleo scadente o ampio		
<input type="checkbox"/>	Iniezioni di malta		
<input type="checkbox"/>	Intonaco armato		
Proprietà meccaniche			
Modulo di elasticità normale	E	1620	N/mm ²
Modulo elastico tangenziale	G	540	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f _m	3.800	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f _{tm}	0.380	N/mm ²
Resistenza media a taglio	τ ₀	0.070	N/mm ²
Resistenza media a compressione orizzontale	f _{hm}	1.900	N/mm ²

DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE

Il fabbricato di progetto sarà quindi caratterizzato dalle seguenti proprietà:

CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.2]

CONDIZIONI DI REGOLARITA' [S7.2.2]

Dalle condizioni controllate, l'edificio risulta:

- **NON REGOLARE IN PIANTA**

- **NON REGOLARE IN ALTEZZA**

REGOLARITA' IN PIANTA:

a) La configurazione in pianta deve essere compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.

b) **Il rapporto tra lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta deve essere < 4.**

Considerando un rettangolo con lati paralleli agli assi XY, si ha:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 18.23

- Dimensione minore in pianta (m) = 10.329

- **Rapporto tra le due dimensioni = 1.76 < 4**

c) **Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.**

Parametri di riferimento per eseguite i controlli su eventuali rientri o sporgenze:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 18.23

- corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: $< = 25\%$ di 18.23 = 4.56

- Dimensione minore in pianta (m) = 10.33

- corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: $< = 25\%$ di 10.33 = 2.58

d) **Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti: no**

REGOLARITA' IN ALTEZZA:

e) Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione

f) **Controlli su variazioni di massa e di rigidezza:**

la regolarità in altezza richiede le seguenti condizioni:

variazioni di massa $< = 25\%$; variazioni di rigidezza: $-30\% < = \Delta K < = +10\%$.

La rigidezza si riferisce alle condizioni sismiche e tiene quindi conto

di eventuali rigidezze fessurate (definite come: '% di K elastica' nei Dati Aste)

- Piano 1:

- peso [da massa in dir.X] (kN) = 5149.92

- peso [da massa in dir.Y] (kN) = 5149.92

- rigidezza in dir.X (kN/mm) = 2069.449

- rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 2966.704

- Piano 2:

- peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 3340.7

- variazione massa rispetto al p.no sottostante = -35.13 %
- peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 3340.7
- variazione massa rispetto al p.no sottostante = -35.13 %
- rigidezza in dir.X (kN/mm) = 4244.79
- variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +105.12 %
- rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 5196.308
- variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +75.15 %
- Piano 3:
- peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 2717.2
- variazione massa rispetto al p.no sottostante = -18.66 %
- peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 2717.2
- variazione massa rispetto al p.no sottostante = -18.66 %
- rigidezza in dir.X (kN/mm) = 718.6792
- variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -83.07 %
- rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 704.716
- variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -86.44 %
- Piano 4:
- peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 340.06
- variazione massa rispetto al p.no sottostante = -87.48 %
- peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 340.06
- variazione massa rispetto al p.no sottostante = -87.48 %
- rigidezza in dir.X (kN/mm) = 649.6996
- variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -9.60 %
- rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 505.6233
- variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -28.25 %

h) Controlli da eseguire su eventuali restringimenti (m):

- Piano 2:
- Dimensione maggiore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 10.33 = 3.10
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 10.33 = 2.07
- Dimensione minore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 18.23 = 5.47
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 18.23 = 3.65
- Piano 3:
- Dimensione maggiore in pianta:

- Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 10.33 = 3.10
- Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 10.33 = 2.07
- Dimensione minore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 18.23 = 5.47
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 18.04 = 3.61
- Piano 4:
 - Dimensione maggiore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 10.33 = 3.10
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 5.43 = 1.09
 - Dimensione minore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 18.23 = 5.47
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 8.72 = 1.74

RIGIDENZE

Rigidezze degli elementi verticali valutate in condizioni sismiche,
 tenendo quindi conto di eventuali rigidezze fessurate
 (definite come: '% di K elastica' nei Dati Aste)

N.	Tip.	p.no	G.X	G.Y	KX	KY	KY*X	KX*Y
			(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)	(kN)
1	M	1	13.795	1.708	13338	122968	1696345	22781
2	M	1	13.776	4.277	1559	515	7091	6670
6	M	1	9.026	2.253	38201	285445	2576425	86068
8	M	1	9.916	0.031	33661	6608	65528	1043
10	M	1	13.101	0.148	22926	5627	73724	3393
13	M	1	1.496	2.053	110477	11080	16575	226810
16	M	1	3.007	2.283	1618	1965	5908	3693
19	M	1	3.077	3.784	795	247	761	3009
23	M	1	0.105	4.355	18927	219023	22997	82425
26	M	1	3.867	4.536	24731	34395	133007	112179
28	M	1	8.415	4.567	27098	35605	299613	123757
30	M	1	12.694	4.467	19723	2369	30077	88103
32	M	1	10.000	4.496	40481	3249	32488	182001
34	M	1	13.764	5.812	11786	98346	1353628	68499
35	M	1	13.736	9.483	6752	29872	410320	64028
38	M	1	9.794	10.211	43783	3761	36833	447066

41	M	1	12.915	10.250	29630	3141	40569	303707
46	M	1	8.935	5.975	68778	196564	1756299	410950
48	M	1	8.841	9.373	40400	64650	571571	378668
50	M	1	3.413	6.275	68450	262130	894650	429523
52	M	1	3.579	9.578	23827	28247	101097	228215
55	M	1	1.612	7.117	168132	63517	102390	1196592
56	M	1	0.360	8.727	75553	232581	83729	659348
57	M	1	2.004	10.229	207768	48582	97359	2125255
59	M	1	3.705	9.940	34055	20578	76243	338502
61	M	1	8.099	9.940	385	4215	34137	3822
65	M	1	18.229	1.111	12059	72769	1326500	13397
68	M	1	18.226	6.633	58229	1040470	18963600	386236
73	M	1	15.817	10.309	531405	29474	466187	5478259
75	M	1	14.753	0.217	195520	20623	304244	42428
76	M	1	17.728	0.327	20322	8032	142384	6645
79	M	1	16.799	4.424	113669	7695	129262	502871
81	M	1	14.122	4.453	5414	2362	33356	24111
85	M	2	0.227	9.546	13293	38150	8660	126898
88	M	2	0.202	7.975	11613	27692	5594	92616
92	M	2	1.923	10.183	231168	35151	67595	2353980
94	M	2	2.234	7.358	43535	14105	31511	320329
96	M	2	0.677	7.404	19474	10086	6828	144186
100	M	2	4.270	4.754	139634	46556	198796	663820
104	M	2	7.929	4.779	170678	31974	253519	815669
110	M	2	3.417	6.346	132790	361907	1236637	842684
112	M	2	3.588	9.747	36084	25444	91292	351708
114	M	2	4.445	9.940	137032	56820	252564	1362097
116	M	2	7.824	9.940	179484	40516	317000	1784070
122	M	2	8.884	6.014	67369	249815	2219356	405155
125	M	2	8.803	8.941	54750	188333	1657895	489517
129	M	2	9.028	2.173	183014	1021695	9223858	397690
132	M	2	9.976	10.213	129686	15688	156507	1324481
136	M	2	12.755	10.248	86929	12947	165138	890850
142	M	2	13.771	4.921	20436	38815	534515	100563
145	M	2	13.757	6.760	20898	41154	566154	141268
148	M	2	13.738	9.334	51442	309366	4250077	480157

152 M 2 12.839 4.466 141731 15071 193500 632973
155 M 2 10.095 4.495 133481 14636 147749 599999
159 M 2 15.817 10.309 793665 69024 1091752 8181893
161 M 2 18.229 1.073 26708 110048 2006067 28658
164 M 2 18.226 6.595 136990 1462387 26653472 903451
167 M 2 17.792 4.414 863 3205 57021 3811
170 M 2 15.250 4.441 323295 23774 362550 1435755
174 M 2 15.042 0.228 321856 46381 697669 73383
176 M 2 17.853 0.331 20804 14018 250260 6886
180 M 2 13.791 2.319 94051 790652 10903876 218105
183 M 2 9.962 0.032 201908 35396 352616 6461
187 M 2 13.015 0.145 320128 45502 592215 46419
192 M 3 4.458 9.940 108139 14934 66574 1074905
195 M 3 7.824 9.940 123715 16504 129128 1229725
201 M 3 8.884 6.014 17622 181674 1613991 105977
204 M 3 8.803 8.941 22724 139020 1223792 203179
208 M 3 4.270 4.754 108696 12092 51632 516742
212 M 3 7.929 4.779 117386 7970 63194 560989
218 M 3 3.417 6.346 36781 246996 843985 233415
220 M 3 3.582 9.625 7176 18158 65043 69070
223 M 3 1.827 7.365 69996 8390 15328 515519
225 M 3 2.190 10.183 99396 9947 21785 1012144
226 M 3 0.215 8.801 7048 49031 10542 62026
229 M 4 1.814 10.183 245754 127078 230519 2502511
232 M 4 0.215 8.801 111427 203133 43674 980671
235 M 4 1.709 7.374 232428 122300 209010 1713925
238 M 4 3.243 7.641 25196 17581 57014 192526
241 M 4 3.366 9.751 34894 35533 119602 340253

Rigidezze di piano: traslazionali: $KX = \Sigma(KXi)$, $KY = \Sigma(KYi)$, e torsionale: $Ktors = \Sigma(KYi*Xi^2) + \Sigma(KXi*Yi^2) - KY*XR^2 - KX*YR^2$

e posizione del Centro delle rigidezze R: $XR = \Sigma(KYi*Xi) / \Sigma KY$, $YR = \Sigma(KXi*Yi) / \Sigma KX$

p.no	KX		KY		Ktors		XR		YR	
	(kN/m)		(kN/m)		(kN m)		(m)		(m)	

1	2069449	2966704	174955296	10.748	6.789
2	4244790	5196308	196388400	12.423	5.943
3	718679	704716	10336640	5.825	7.769
4	649700	505623	1519025	1.305	8.819

ORIZZONTAMENTI

Gli orizzontamenti dei solai esistenti e di quelli di progetto delle porzioni di estremità sono piani orizzontali e realizzati in acciaio e laterizio senza la previsione di una soletta superiore armata.

Tali caratteristiche NON conferiscono la proprietà di rigidità nei confronti di azioni nel piano stesso gli impalcati, pertanto **considerando le indicazioni di cui al punto 7.2.6, gli impalcato sono stati schematizzati come FLESSIBILI nel loro piano.**

Le verifiche di dimensionamento dei solai di nuova realizzazione, che ricalcano la tipologia in sito, sono riportate per tipologia in allegato al presente elaborato.(Allegato A)

SISTEMA FONDALE

Le fondazioni sono di tipo diretto e realizzate, in muratura delle stesse caratteristiche reologiche delle pannellature in elevazione.

CORDOLI DI PIANO

Non sono presenti cordoli di piano in cemento .

DESCRIZIONE DEL DANNO – VULNERABILITÀ.

Lo stato dei luoghi non è caratterizzato da pleiadi fessurative che interessano le strutture in elevazione, fatta eccezione per lesioni inclinate nella parte sommitale del torrino scale che è attribuibile ad un fenomeno di ribaltamento.

Non si ravvisano, come detto in precedenza, pleiadi fessurative imputabili a cedimenti verticali del piano fondale.

ANALISI DEI CARICHI

SOLAI DI PIANO

Carichi distribuiti permanenti

soletta superiore	64		
riempimento interno	1.2		kg/mq
tavellone	40	▲	kg/mq
intonaco	0	▲	kg/mq
pavimentazione	100	▲	kg/mq
tramezzature ripartite	0	▲	kg/mq
manto di copertura	20	▲	
varie	0	▲	kg/mq
carico totale permanente : qp=	225.2		kg/mq
Coefficiente di incremento sismico verticale			1.4

Carichi distribuiti accidentali

<input type="radio"/> Civile abitazione ed uffici non aperti al pubblico : q = 200 kg/mq			
<input type="radio"/> Uffici aperti al pubblico : q = 350 kg/mq			
<input type="radio"/> Balconi : q = 400 kg/mq			
<input type="radio"/> Scale : q = 400 kg/mq			
<input checked="" type="radio"/> Copertura : q = 92 kg/mq			
carico totale accidentale : qa=	92		kg/mq
Coefficiente di incremento sismico verticale			1.132

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PER IL MIGLIORAMENTO

Nuove murature in tufo

▲ Proprietà meccaniche	
w	16.00
E	3500
G	1400
f,k	3.400
f,vk0	0.100
f,hk	0.340
Coefficiente d'attrito	0.40
α	0.000010
▲ Blocchi e malta	
f,bk	5
f',bk	2.5
f _{m,m}	10

Acciaio per catene e profili solai: S235

▲ Proprietà meccaniche	
w	78.50
E	210000
G	80769
f _{y,k}	235.000
α	0.000012

Calcestruzzo per cordoli di fondazione: C25/30

Proprietà meccaniche	
w	25.00
E	31000
G	13000
f,k	25.000
α	0.000010

Fasce per cerchiaggio torrino scale

Filo	- tensione caratteristica a trazione	σ_{filo}	> 2900 MPa
	- modulo elastico	E_{filo}	> 205 GPa
	- area	A_{filo}	0,1076 mm ²
Nastro secco/Trefolo	Trefolo 3x2 ottenuto unendo fra loro 5 filamenti, di cui 3 rettilinei e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione		
	- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	A_{trefolo}	0,538 mm ²
	- n° trefoli/cm		1,57 trefoli/cm
	- massa (comprensivo di termosaldatura)		≈ 670 g/m ²
	- spessore equivalente del nastro	t_{nastro}	≈ 0,084 mm
	- carico di rottura a trazione di un trefolo		> 1500 N
	- resistenza a trazione del nastro	σ_{nastro}	> 2800 MPa
	- resistenza a trazione per unità di lunghezza	σ_{nastro}	> 2,35 kN/cm
	- modulo di elasticità normale del nastro	E_{nastro}	> 190 GPa
	- deformazione a rottura del nastro	ϵ_{nastro}	> 1,50%

AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali viene effettuato con riferimento alle sollecitazioni prodotte dai carichi verticali e dalle azioni sismiche valutate secondo la recente normativa sismica (*Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 14 gennaio 2008) con periodo di riferimento dell'azione sismica determinati per Classe d'uso II per una Vita Nominale pari a 35 anni, che costituisce il valore minimo fissato dalle stesse norme, il tutto coerentemente alla classificazione dell'intervento di MIGLIORAMENTO di un bene sottoposto a vincolo da parte della competente soprintendenza.

Lo studio globale della struttura è stato eseguito mediante:

1. Analisi statica non lineare (pushover): per la verifica degli spostamenti e analisi del comportamento nel piano degli elementi strutturali e per la determinazione del fattore di struttura
2. Analisi dinamica modale con spettro di risposta assegnato definito assumendo un fattore di struttura determinato con riferimento al punto C.8.7.1.8 della Circolare Applicativa delle NBTC 2008, che con riferimento alle strutture murarie esistenti fissa il seguente valore:

$$\alpha u / \alpha 1 = 1.5$$

Da cui, per strutture NON REGOLARI IN ALTEZZA discende il seguente valore del fattore di struttura:

$$q = 2.25$$

3. Analisi cinematica lineare per la verifica dei meccanismi locali di danno e per il dimensionamento del sistema di catene e tiranti illustrato nei grafici di progetto.

Sono riportati di seguito i parametri sismici adottati nelle analisi numeriche, ossia:

- ubicazione del sito, periodo di riferimento dell'azione sismica e probabilità di superamento della stessa

Ubicazione del sito

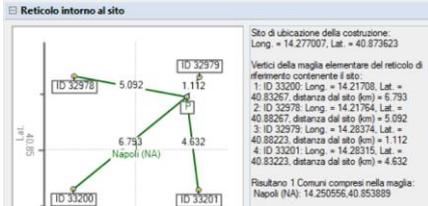
Coordinate geografiche (ED50) (*):
 Long. = 14.27007 Lat. = 40.873623

Tipo di interpolazione:
 Media ponderata (3) in 5AII. A) Superficie rigata (SCA)

Tab. 2, All. B: Sito non in Tab. 2

Parametri di riferimento

TR (anni)	a _g (g)	F.o	T.C* (sec)
30	0.045	2.342	0.280
50	0.060	2.338	0.310
72	0.073	2.328	0.320
101	0.086	2.329	0.330
140	0.101	2.327	0.330
201	0.120	2.317	0.338
475	0.168	2.377	0.339
975	0.213	2.445	0.340
2475	0.280	2.575	0.346



Struttura Pericolosità Stati Limite Suolo Componenti

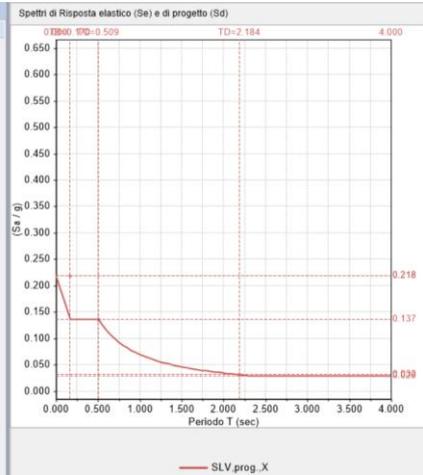
Vita nominale, Classe d'uso, Periodo di riferimento (S2.4)

Vita nominale (anni): $V_N = 35$

Classe d'uso: **Classe II (normali affollamenti)**

Coefficiente d'uso: $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N \cdot C_U = 35$
 (secondo S2.4.3 deve essere: $V_R \geq 35$ anni, e quindi: $V_R \geq 35 \cdot C_U$;
 per edifici monumentali è tuttavia possibile $V_R \leq 50$ anni Dir. 9.2.2011, S2.4)



Probabilità di superamento P_{VR}

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati Limite	P.VR (%)	T.R (anni)
SLE: SLO	48.658	52
SLE: SLD	48.658	52
SLU: SLV	10	332
SLU: SLC	5	682

$V_R = 35$ anni, $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Parametri di Spettro

a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite, e altri parametri di spettro [S3.2.3]:

Stati Limite	T.R (anni)	a _g (g)	F.o	T.C* (sec)	S.S	C.C	S	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	F.V
SLE: SLO	52	0.061	2.337	0.311	1.500	1.544	1.500	0.160	0.480	1.844	0.779
SLE: SLD	52	0.061	2.337	0.311	1.500	1.544	1.500	0.160	0.480	1.844	0.779
SLU: SLV	332	0.146	2.352	0.339	1.494	1.500	1.494	0.170	0.509	2.184	1.213
SLU: SLC	682	0.189	2.411	0.340	1.427	1.499	1.427	0.170	0.510	2.356	1.415

DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE ESEGUITE.

DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

La schematizzazione del funzionamento strutturale con i presupposti di cui sopra, è stata eseguita riconducendo la fabbrica muraria in un modello a “telaio equivalente” tridimensionale risolto quindi con il metodo agli elementi finiti, a sua volta ottenuto assemblando un insieme di telai piani orditi lungo le due direzioni principali e costituiti da elementi monodimensionali verticali (maschi) ed orizzontali (fasce), fra loro collegati nei nodi. Questi ultimi sono considerati infinitamente rigidi e resistenti e quindi modellati introducendo dei tratti infinitamente rigidi alle estremità degli elementi maschio e fascia.

Tali tratti rigidi (link) sono diversamente definiti nei due piani di inflessione, complanare e ortogonale della parete; infatti, mentre per azioni complanari si considera l'irrigidimento di nodo corrispondente alle zone di intersezione maschio/fascia, per azioni ortogonali si adotta una altezza efficace (parte deformabile) pari all'altezza libera di interpiano.

Per gli elementi orizzontali (fasce di piano) le verifiche da eseguire presuppongono una capacità di tali elementi ad esplicare un resistenza a trazione, ciò grazie alla presenza di architravi e/o altri elementi, capacità che è stata confermata dalle risultanze della campagna di indagini eseguita e di cui si tratta in apposito elaborato.

Vi sono numerosi vantaggi nell'adozione del metodo con elementi monodimensionali: è pur vero che la muratura è formata da strutture a sviluppo superficiale, ma la modellazione bidimensionale è molto impegnativa dal punto di vista computazionale.

Inoltre, tale modellazione richiede algoritmi ad elementi finiti in grado di tener conto della non linearità del materiale e della non resistenza a trazione, caratteristiche di analisi molto più agevolmente implementate nel modello semplificato a telaio.

In aggiunta si consideri che tutte le verifiche di resistenza vengono svolte integrando le tensioni sulla sezione trasversale della parete (per ottenere sforzo normale, taglio e momento flettente) e quindi di fatto ci si riconduce a caratteristiche della sollecitazione che nel modello a telaio sono invece direttamente fornite dall'analisi.

Ma l'osservazione più importante consiste nella possibile illusione di risultati più precisi con modelli più sofisticati, in effetti, il problema della schematizzazione della muratura è legato alla conoscenza corretta dei parametri meccanici in gioco, oltre che dalle situazioni di geometria, vincoli e carichi; e soprattutto per gli edifici esistenti può essere fuorviante associare modelli troppo accurati a parametri incerti.

Per tutti questi motivi, il modello a telaio equivalente è visto favorevolmente anche dalla più recenti indicazioni normative.

VERIFICHE DEL COMPORTAMENTO GLOBALE.

Il comportamento delle murature può essere sostanzialmente suddiviso in due categorie a seconda della giacitura delle sollecitazioni rispetto al piano di appartenenza degli elementi resistenti, si ha quindi un comportamento per sollecitazioni giacenti nel piano e un altro per sollecitazioni ortogonali allo spetto pieno.

Con riferimento alla prima categoria, si è optato per una valutazione in campo elastico non lineare al fine di considerare il comportamento delle membrature murarie oltre il limite elastico. Quest'ultimo avrebbe costituito una forte limitazione rispetto al reale comportamento delle strutture.

Nel secondo caso si è optato, come già detto in altro punto della presente, per la suddivisione in sottosistemi strutturali dell'estesissimo scheletrato strutturale, tale assunto è ancora più opportuno considerando il fatto che sia la geometria sia la assenza di orizzontamenti rigidi nel proprio piano, non conferiscono un comportamento di tipo rigido degli orizzontamenti stessi.

Si ha quindi:

- verifiche software PCM - AEDES (analisi statica non lineare - verifiche nel piano dei pannelli

analisi dinamica modale per verifiche a presso flessione ortogonale fuori del piano dei pannelli con $q=2.25$)

Le **Verifiche di Resistenza** devono essere eseguite: in **SLV**: per tutte le costruzioni [per gli edifici in muratura, si assume che la verifica a SLV implichi anche la verifica allo stato limite ultimo SLC (Stato Limite di Collasso SLC, §C8.7.1.1)]; in **SLD**: per le **costruzioni di Classe d'uso III e IV**, secondo §7.3.7.1.

L'**Indicatore di rischio**, consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio. Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV), esso può essere espresso sia in termini di PGA che di T_R ; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e T_R , ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1. Il risultato coincide con il minimo indicatore di rischio fra tutte le verifiche eseguite per lo Stato Limite considerato.

In particolare:

- Per **SLO**, le verifiche sono solo per spostamenti ed il risultato può non essere considerato per costruzioni di Classe I e II.
- Per **SLD**: per costruzioni di Classe III e IV, il valore minimo dell'indicatore è valutato sulle verifiche sia per spostamenti sia per resistenza, mentre per le altre costruzioni (Classe I e II) è valutato solo sulle verifiche per spostamenti, ignorando i risultati delle verifiche a SLD per resistenza. In ogni caso, quindi, il valore dell'indicatore α_D dovrà essere sempre considerato.
- Per **SLV**, le verifiche sono solo per resistenza ed il risultato dovrà essere sempre considerato, qualunque sia la Classe della costruzione.

Per un Edificio Esistente sottoposto ad Adeguamento, l'Indicatore di rischio deve essere ≥ 1.000 : in tal caso infatti la struttura ha il livello di sicurezza previsto dal D.M.14.1.2008. Per un Edificio Esistente sottoposto ad un'analisi di vulnerabilità sismica nel suo Stato Attuale (oppure, per un edificio esistente danneggiato di cui si sta esaminando lo Stato prima dell'intervento, inteso come Stato Pre-sisma), l'Indicatore di rischio (che può essere < 1.000) caratterizza la sua capacità antisismica, nel caso di Miglioramento sismico il valore degli indicatori può ancora essere < 1.0 .

Nel caso specifico le elaborazioni di calcolo sono state seguite facendo riferimento ad un sisma di progetto determinato ponendo la vita utile del fabbricato pari a $VN=35$ anni, seguendo le indicazioni del punto 2.2 del DPCM 09/02/2011, pertanto il soddisfacimento delle verifiche eseguite con tale sisma di progetto fornisce la misura del Miglioramento conseguito.

ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO. SINTESI DEI RISULTATI

La valutazione della vulnerabilità sismica della struttura nello stato di fatto, così come delle configurazioni di progetto, è stata eseguita mediante l'implementazione del modello con il software PCM della AEDES srl, tale algoritmo è affermato in campo nazionale ed è stato implementato in maniera specifica per le analisi delle strutture in murature.

Le analisi eseguite hanno evidenziato che la struttura nella configurazione di progetto è ADEGUATA nei confronti delle sollecitazioni sismiche, come infatti riportato in apposito paragrafo della presente, il valore determinato degli **Indicatori di Rischio Sismico** è maggiore dell'unità.

ANALISI DINAMICA MODALE CON FATTORE DI STRUTTURA - VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza
 Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria
 [§7.3.6.1, §7.8.2.2]
 PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1]
 Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]
 Taglio per Fessuraz. Diagonale [§8.7.1.5]
 PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)
 PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3] **1.030 100%**

ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

Nforva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	FW	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		1.322	0.338	3.750	0.280	>=2475	1.404	1.918	7.455	0.280	>=2475	1.404	4.590	47.596
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-X		1.322	0.338	3.750	0.280	>=2475	1.404	1.918	7.455	0.280	>=2475	1.404	4.590	47.596
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.505	0.667	3.750	0.280	>=2475	1.404	1.918	7.455	0.280	>=2475	1.404	4.590	47.596
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-Y		0.505	0.667	3.750	0.280	>=2475	1.404	1.918	7.455	0.280	>=2475	1.404	4.590	47.596
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		1.913	0.268	3.750	0.280	>=2475	1.404	1.918	7.455	0.280	>=2475	1.404	4.590	47.596
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X		1.913	0.268	3.750	0.280	>=2475	1.404	1.918	7.455	0.280	>=2475	1.404	4.590	47.596
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.942	0.534	3.750	0.280	>=2475	1.404	1.918	7.455	0.280	>=2475	1.404	4.590	47.596
8	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y		0.942	0.534	3.750	0.280	>=2475	1.404	1.918	7.455	0.280	>=2475	1.404	4.590	47.596

Edificio Esistente in muratura

Verifica di sicurezza sismica: confronto della Capacità dell'edificio con la Domanda

L'edificio risulta 'adeguato' qualora l'indicatore di rischio sia ≥ 1.000

(data di creazione della presente scheda: 22/06/2015 , 16.48.49)

Nome del file corrispondente:

per Analisi globale: CAPODIMONTE_GIARDINO_TORRE_REV

per Analisi cinematica: CAPODIMONTE_GIARDINO_TORRE_REV

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): II

Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite Accelerazione (g) T_{RD} (anni)

Stato Limite di

Operatività (SLO) $PGA_{DLO} = 0.061$ $T_{RDLO} = 52$

Stato Limite di

Danno (SLD) $PGA_{DLD} = 0.061$ $T_{RDLD} = 52$

Stato Limite di

salvaguardia

della Vita (SLV) $PGA_{DLV} = 0.146$ $T_{RDLV} = 332$

Edificio esistente: la sicurezza può valutarsi solo per SLU (SLV) [§8.3]

Tipo di analisi strutturale: *1

Analisi sismica statica non lineare (pushover)

Capacità: accelerazione orizzontale di picco al suolo e periodo di ritorno sostenibili dalla costruzione

PGA = accelerazione di picco al suolo su suolo rigido (roccia)

VERIFICHE DI RESISTENZA *3:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI:	Resistenza	Deformazione
	nel piano	nel piano
	del pannello	del pannello
PGA_{CLV} (g)	0.280	0.280
$\alpha_{V,PGA}$	1.918	1.918
T_{RCLV} (anni)	≥ 2475	≥ 2475
$\alpha_{V,TR}$	7.455	7.455

Indicatori di rischio *5: Rapporto fra capacità e domanda:

- in termini di PGA

$$\alpha_V = 1.918 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$$

- in termini di T_R : $(TR_C / TR_D)^a$

> con $a=1$:

$$\alpha_V = 7.455 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$$

> con $a=0.41$:

$$\alpha_V = 2.279 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41}$$

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale*6:

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U: 1

Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N (§2.4.1): 35 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) V_R = V_R * C_U: 35 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TR_{CLV} = 2475 anni

Dalla relazione: TR = -V_R / ln(1-PV_R), ponendo TR=TR_{CLV} e assumendo PV_R per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}):

V_{RC} = 260.8 anni, V_{NC} = 260.8 anni

ANALISI CINEMATICA LINEARE: VERIFICA MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

Le verifiche eseguite per la analisi dei meccanismi locali di collasso hanno fornito risultati che soddisfano i requisiti di miglioramento fissati ed illustrati in precedenza, il dettaglio e la localizzazione dei meccanismi considerati sono illustrati in apposito elaborato di calcolo, nel seguito si riporta una sintesi dei coefficienti di sicurezza determinati sia in forma tabellare che di istogramma.

Livello di sicurezza superiore all'Adeguamento sismico

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α0	PGA,CLD	TR,CLD	(TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV	(TR,CLV
		/PGA,DLD	/TR,DLD	/TR,DLD)^0.41	/PGA,DLV	/TR,DLV	/TR,DLV)^0.41
1	0.521	4.590	47.596	4.873	1.918	7.455	2.279
2	0.523	4.590	47.596	4.873	1.918	7.455	2.279
3	0.426	4.164	33.923	4.241	1.918	7.455	2.279
4	0.148	1.426	2.019	1.334	1.253	1.837	1.283
5	0.148	1.426	2.019	1.334	1.253	1.837	1.283
6	0.471	4.590	47.596	4.873	1.918	7.455	2.279
7	0.155	1.295	1.654	1.229	1.110	1.292	1.111
8	0.397	4.590	47.596	4.873	1.918	7.455	2.279
9	0.397	4.590	47.596	4.873	1.918	7.455	2.279
10	0.615	4.590	47.596	4.873	1.918	7.455	2.279
11	0.546	4.590	47.596	4.873	1.918	7.455	2.279
12	0.263	2.574	7.750	2.315	1.918	7.455	2.279

n. = numero consecutivo del cinematismo

α_0 = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD = I.R.S.PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = I.R.S. TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

$(TR,CLD/TR,DLD)^{0.41}$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di TR per SLD, su scala comparata a PGA

PGA,CLV / PGA,DLV = I.R.S.PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = I.R.S. TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

$(TR,CLV/TR,DLV)^{0.41}$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di TR per SLV, su scala comparata a PGA

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni.

Se $TR > 2475$ si pone $TR = 2475$. Se $TR < 30$, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$,

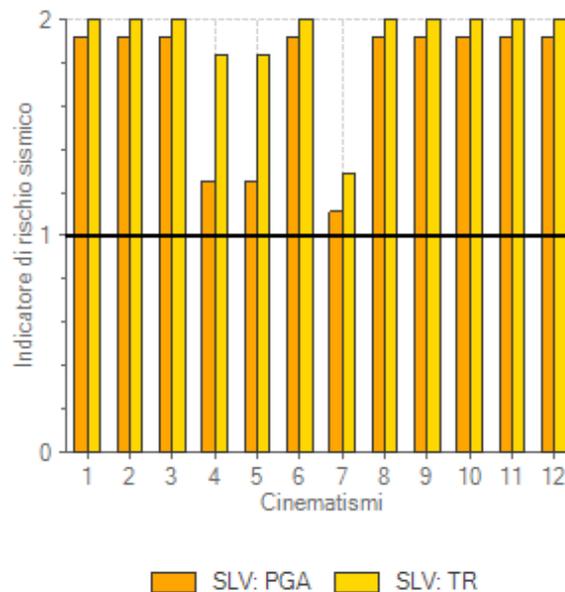
effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$.

Per il sito in esame risulta: $k = 0.007117252$, $\alpha = 0.543419169$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD: $(2475/TR, DLD) = 47.596$

SLV: $(2475/TR, DLV) = 7.455$



VERIFICHE GEOTECNICHE

Con riferimento al punto 6.3.9 della Direttiva PCM 09/02/2011 si omettono le verifiche in fondazione in quanto sono verificate le seguenti condizioni :

- Non sono presenti significativi dissesti attribuibili a cedimenti di fondazione ne' quest'ultimi si sono verificati in passato;
- Gli interventi progettati non comportano alterazioni dello schema statico del fabbricato;
- Non vi sono rilevanti modifiche alle sollecitazioni in fondazione;
- E' esclusa la possibilita' di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche

DATI GENERALI DELLA STRUTTURA

Descrizione della struttura :

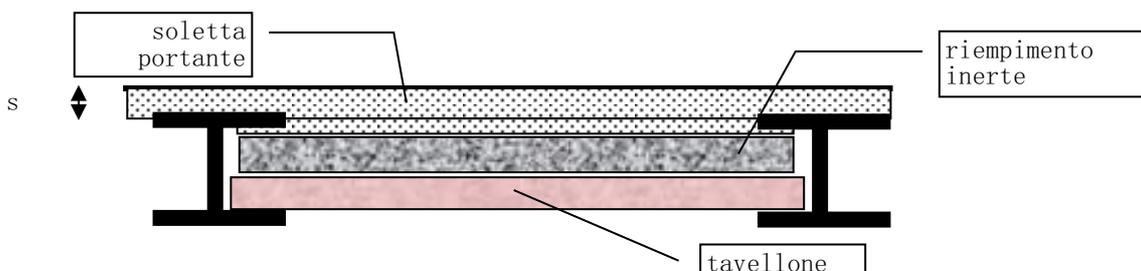
La struttura è costituita da profilati metallici della serie commerciale IPE o HE, laterizio di alleggerimento appoggiato al labbro inferiore delle longarine, armatura metallica e soletta collaborante in c.a. . La struttura viene dimensionata prescindendo dalla collaborazione tra acciaio e c.a. Il laterizio ha sola funzione di alleggerimento e cassaforma a perdere.

A) Caratteristiche dei materiali utilizzati :

Calcestruzzo :				Tipo Leca Cls 1600		▼
$\sigma_{amm} =$	85	kg/cmq	γ (kg/mc) =	1600	kg/mc	
E =	300000	kg/cmq				
Acciaio per carpenteria :				Feb44K samm=2600 kg/cmq		▼
$\sigma_{amm} =$	2600	kg/cmq				
Acciaio per profilati :				Fe 430 b		▼
$\sigma_{amm} =$	1900	kg/cmq	E =	2100000	kg/cmq	

B) Sezione trasversale :

SPESSORI.				
tavellone:	6	▲▼	cm	
riempimento inerte :	presente	▼	cm	
soletta c.a. - s =	4	▲▼	cm	
				▼
materiale:		Leca		
		kg/mc	40	



(armatura portante trasversale sopra la longarina)

spessore riempimento =	3	▲▼	cm
------------------------	---	----	----

B) Analisi dei carichi

Carichi distribuiti permanenti

soletta superiore	64		
riempimento interno	1.2		kg/mq
tavellone	40	▲▼	kg/mq
intonaco	0	▲▼	kg/mq
pavimentazione	100	▲▼	kg/mq
tramezzature ripartite	0	▲▼	kg/mq
manto di copertura	20	▲▼	
varie	0	▲▼	kg/mq
carico totale permanente : qp=	225.2		kg/mq
Coefficiente di incremento sismico verticale			1.4

Carichi distribuiti accidentali

<input type="radio"/> Civile abitazione ed uffici non aperti al pubblico : q = 200 kg/mq		
<input type="radio"/> Uffici aperti al pubblico : q = 350 kg/mq		
<input type="radio"/> Balconi : q = 400 kg/mq		
<input type="radio"/> Scale : q = 400 kg/mq		
<input checked="" type="radio"/> Copertura : q = 92 kg/mq		
carico totale accidentale : qa=	92	kg/mq
Coefficiente di incremento sismico verticale		1.132

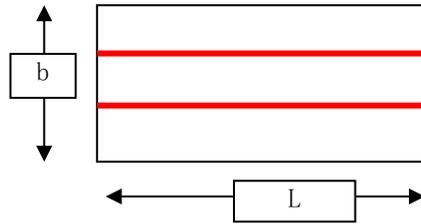
DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI

Geometria del solaio.

dimensioni del solaio

larghezza b =	30.00	m
lunghezza l =	6.00	m

interasse longarine i =	1.00	m
luce di calcolo L =	6.20	m



Carichi sulla longarina :

Q permanente =	225.2	kg/m
Q accidentale =	92.0	kg/m
Q distribuito sulla longarina =	0.0	kg/m
Carico concentrato P =	0.0	kg
distanza dall'estremo di sinistra d =	4.0	m

Sollecitazioni massime :

LONGARINA METALLICA

Schema statico di calcolo : incastro parziale
 Momento di calcolo in mezzeria : $M = ql^2/ 10$



Momento massimo in mezzeria (carico distribuito)	M =	####	kgm
--	------------	------	------------

Momento massimo in mezzeria (carico concentrato)	M =	0.00	kgm
--	------------	------	------------

Momento aggiuntivi esplicito :	M =		kgm
--------------------------------	------------	--	------------

Momento totale massimo in mezzeria :	M tot =	####	kgm
---	----------------	------	------------

Wx minimo =	64.17	cmc
-------------	-------	-----

tipo di profilato :

IPE

Sezione:	IPE 140
Wx=	77.3
Jx=	541

SOLETTA IN C.A.

posizione dell'armatura : *(armatura portante trasversale sopra la longarina)*



altezza della longarina :	14	cm
spessore riempimento =	8	cm
spessore totale soletta =	4	cm

carico totale sulla soletta $q = 317.2$ kg/mq
 Luce di calcolo della soletta : $l = 1.00$ m
 Momento massimo in mezzeria : $ql^2/8 = 39.65$ kgm

$A_a = M/(0,9 \times h' \times \sigma_{amm} \alpha) =$	0.42	cmq/m
--	-------------	--------------

passo armatura :	20	cm
Ø minimo =	6	mm

Deformazioni :

rapporto minimo ammesso $f/l : f = (1/x)^*l$		
1/	400	carichi permanenti
1/	200	carichi totali

Spostamento massimo per carichi permanenti :

$f_{max} = 0.0025 \times L = 1.55$ cm
 $J_{min} = 1331.138$ cm⁴

profilato necessario	IPE 200
----------------------	----------------

Spostamento massimo per carichi permanenti + accidentali :

$f_{max} = 0.005 \times L = 3.10$ cm
 $J_{min} = 214.6996$ cm⁴

profilato necessario	IPE 120
----------------------	----------------

NOTA : il profilato da impiegare dovrà essere il maggiore tra quello necessario a soddisfare le verifiche statiche e quello necessario per soddisfare le verifiche di deformazione

DATI GENERALI DELLA STRUTTURA

Descrizione della struttura :

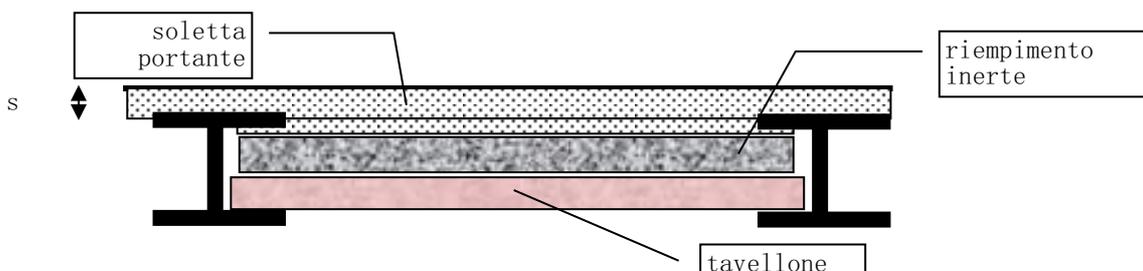
La struttura è costituita da profilati metallici della serie commerciale IPE o HE, laterizio di alleggerimento appoggiato al labbro inferiore delle longarine, armatura metallica e soletta collaborante in c.a. . La struttura viene dimensionata prescindendo dalla collaborazione tra acciaio e c.a. Il laterizio ha sola funzione di alleggerimento e cassaforma a perdere.

A) Caratteristiche dei materiali utilizzati :

Calcestruzzo :				Tipo Leca Cls 1600		▼
$\sigma_{amm} =$	85	kg/cmq	γ (kg/mc) =	1600	kg/mc	
E =	300000	kg/cmq				
Acciaio per carpenteria :				Feb44K samm=2600 kg/cmq		▼
$\sigma_{amm} =$	2600	kg/cmq				
Acciaio per profilati :				Fe 430 b		▼
$\sigma_{amm} =$	1900	kg/cmq	E =	2100000	kg/cmq	

B) Sezione trasversale :

SPESSORI.		
tavellone:	6	cm
riempimento inerte :	presente	cm
soletta c.a. - s =	4	cm
materiale:		Leca ▼
	kg/mc	40



(armatura portante trasversale sopra la longarina)

spessore riempimento =	3	cm
------------------------	---	----

B) Analisi dei carichi

Carichi distribuiti permanenti

soletta superiore	64		
riempimento interno	1.2		kg/mq
tavellone	40	▲▼	kg/mq
intonaco	0	▲▼	kg/mq
pavimentazione	100	▲▼	kg/mq
tramezzature ripartite	0	▲▼	kg/mq
manto di copertura	20	▲▼	
varie	0	▲▼	kg/mq
carico totale permanente : qp=	225.2		kg/mq
Coefficiente di incremento sismico verticale			1.4

Carichi distribuiti accidentali

<input type="radio"/> Civile abitazione ed uffici non aperti al pubblico : q = 200 kg/mq		
<input type="radio"/> Uffici aperti al pubblico : q = 350 kg/mq		
<input type="radio"/> Balconi : q = 400 kg/mq		
<input type="radio"/> Scale : q = 400 kg/mq		
<input checked="" type="radio"/> Copertura : q = 92 kg/mq		
carico totale accidentale : qa=	92	kg/mq
Coefficiente di incremento sismico verticale		1.132

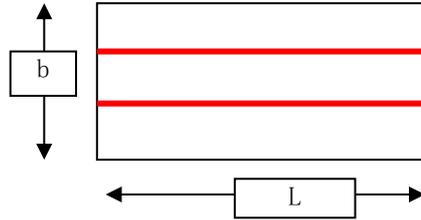
DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI

Geometria del solaio.

dimensioni del solaio

larghezza b =	8.00	m
lunghezza l =	7.70	m

interasse longarine i =	1.00	m
luce di calcolo L =	7.90	m



Carichi sulla longarina :

Q permanente =	225.2	kg/m
Q accidentale =	92.0	kg/m
Q distribuito sulla longarina =	0.0	kg/m
Carico concentrato P =	0.0	kg
distanza dall'estremo di sinistra d =	4.0	m

Sollecitazioni massime :

LONGARINA METALLICA

Schema statico di calcolo : incastro parziale
 Momento di calcolo in mezzeria : $M = ql^2/ 10$



Momento massimo in mezzeria (carico distribuito)	M =	####	kgm
Momento massimo in mezzeria (carico concentrato)	M =	0.00	kgm
Momento aggiuntivi esplicito :	M =		kgm
Momento totale massimo in mezzeria :	M tot =	####	kgm

Wx minimo =	104.19	cmc
-------------	--------	-----

tipo di profilato :

IPE

Sezione:	IPE 160
Wx= 109	Jx= 869

SOLETTA IN C.A.

posizione dell'armatura : *(armatura portante trasversale sopra la longarina)*



altezza della longarina :	16	cm
spessore riempimento =	10	cm
spessore totale soletta =	4	cm

$$\begin{aligned} \text{carico totale sulla soletta } q &= 317.2 \text{ kg/mq} \\ \text{Luce di calcolo della soletta : } l &= 1.00 \text{ m} \\ \text{Momento massimo in mezzeria : } ql^2/8 &= 39.65 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$A_a = M/(0,9 \times h' \times \sigma_{amm} \alpha) =$	0.42	cmq/m
--	-------------	--------------

passo armatura :	20	cm
Ø minimo =	6	mm

Deformazioni :

rapporto minimo ammesso $f/l : f = (1/x)^*l$		
1/	400	carichi permanenti
1/	200	carichi totali

Spostamento massimo per carichi permanenti :

$$\begin{aligned} f_{max} &= 0.0025 \times L = 1.98 \text{ cm} \\ J_{min} &= 2753.779 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

profilato necessario	IPE 220
----------------------	----------------

Spostamento massimo per carichi permanenti + accidentali :

$$\begin{aligned} f_{max} &= 0.005 \times L = 3.95 \text{ cm} \\ J_{min} &= 348.5797 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

profilato necessario	IPE 140
----------------------	----------------

NOTA : il profilato da impiegare dovrà essere il maggiore tra quello necessario a soddisfare le verifiche statiche e quello necessario per soddisfare le verifiche di deformazione

DATI GENERALI DELLA STRUTTURA

Descrizione della struttura :

La struttura è costituita da profilati metallici della serie commerciale IPE o HE, laterizio di alleggerimento appoggiato al labbro inferiore delle longarine, armatura metallica e soletta collaborante in c.a. . La struttura viene dimensionata prescindendo dalla collaborazione tra acciaio e c.a. Il laterizio ha sola funzione di alleggerimento e cassaforma a perdere.

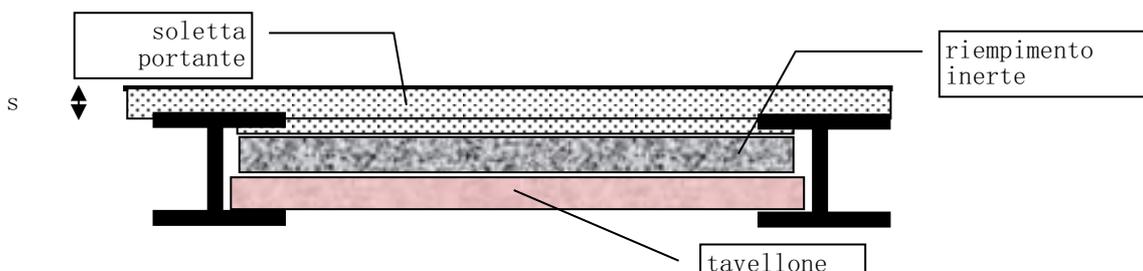
A) Caratteristiche dei materiali utilizzati :

Calcestruzzo : Tipo Leca Cls 1600 ▼					
$\sigma_{amm} =$	85	kg/cmq	γ (kg/mc) =	1600	kg/mc
E =	300000	kg/cmq			
Acciaio per carpenteria : Feb44K samm=2600 kg/cmq ▼					
$\sigma_{amm} =$	2600	kg/cmq			
Acciaio per profilati : Fe 430 b ▼					
$\sigma_{amm} =$	1900	kg/cmq	E =	2100000	kg/cmq

B) Sezione trasversale :

SPESSORI.		
tavellone:	6	cm
riempimento inerte :	presente	cm
soletta c.a. - s =	4	cm

materiale:	Leca	▼
	kg/mc	40



(armatura portante trasversale sopra la longarina)

spessore riempimento =	3	cm
------------------------	---	----

B) Analisi dei carichi**Carichi distribuiti permanenti**

soletta superiore	64		
riempimento interno	1.2		kg/mq
tavellone	40	▲▼	kg/mq
intonaco	0	▲▼	kg/mq
pavimentazione	100	▲▼	kg/mq
tramezzature ripartite	0	▲▼	kg/mq
manto di copertura	20	▲▼	
varie	0	▲▼	kg/mq
carico totale permanente : qp=	225.2		kg/mq
Coefficiente di incremento sismico verticale			1.4

Carichi distribuiti accidentali

<input type="radio"/> Civile abitazione ed uffici non aperti al pubblico : q = 200 kg/mq		
<input type="radio"/> Uffici aperti al pubblico : q = 350 kg/mq		
<input type="radio"/> Balconi : q = 400 kg/mq		
<input type="radio"/> Scale : q = 400 kg/mq		
<input checked="" type="radio"/> Copertura : q = 92 kg/mq		
carico totale accidentale : qa=	92	kg/mq
Coefficiente di incremento sismico verticale		1.132

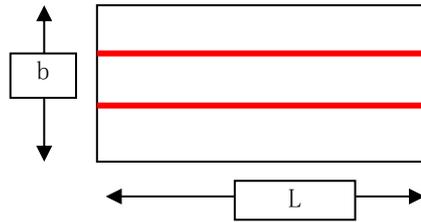
DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI

Geometria del solaio.

dimensioni del solaio

larghezza b =	8.00	m
lunghezza l =	5.00	m

interasse longarine i =	1.00	m
luce di calcolo L =	5.20	m



Carichi sulla longarina :

Q permanente =	225.2	kg/m
Q accidentale =	92.0	kg/m
Q distribuito sulla longarina =	0.0	kg/m
Carico concentrato P =	0.0	kg
distanza dall'estremo di sinistra d =	4.0	m

Sollecitazioni massime :

LONGARINA METALLICA

Schema statico di calcolo : incastro parziale
 Momento di calcolo in mezzeria : $M = ql^2/ 10$



Momento massimo in mezzeria (carico distribuito)	M =	####	kgm
--	------------	------	------------

Momento massimo in mezzeria (carico concentrato)	M =	0.00	kgm
--	------------	------	------------

Momento aggiuntivi esplicito :	M =		kgm
--------------------------------	------------	--	------------

Momento totale massimo in mezzeria :	M tot =	####	kgm
---	----------------	------	------------

Wx minimo =	45.14	cmc
-------------	-------	-----

tipo di profilato :

IPE

Sezione:	IPE 120
Wx=	53
Jx=	318

SOLETTA IN C.A.

posizione dell'armatura : *(armatura portante trasversale sopra la longarina)*



altezza della longarina :	12	cm
spessore riempimento =	6	cm
spessore totale soletta =	4	cm

$$\begin{aligned} \text{carico totale sulla soletta } q &= 317.2 \quad \text{kg/mq} \\ \text{Luce di calcolo della soletta : } l &= 1.00 \quad \text{m} \\ \text{Momento massimo in mezzeria : } ql^2/8 &= 39.65 \quad \text{kgm} \end{aligned}$$

$A_a = M/(0,9 \times h' \times \sigma_{amm} \alpha) =$	0.42	cmq/m
--	-------------	--------------

passo armatura :	20	cm
Ø minimo =	6	mm

Deformazioni :

rapporto minimo ammesso $f/l : f = (1/x)^*l$		
1/	400	carichi permanenti
1/	200	carichi totali

Spostamento massimo per carichi permanenti :

$$\begin{aligned} f_{\max} &= 0.0025 \times L = 1.30 \quad \text{cm} \\ J_{\min} &= 785.3403 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

profilato necessario	IPE 160
----------------------	----------------

Spostamento massimo per carichi permanenti + accidentali :

$$\begin{aligned} f_{\max} &= 0.005 \times L = 2.60 \quad \text{cm} \\ J_{\min} &= 151.027 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

profilato necessario	IPE 100
----------------------	----------------

NOTA : il profilato da impiegare dovrà essere il maggiore tra quello necessario a soddisfare le verifiche statiche e quello necessario per soddisfare le verifiche di deformazione