



AGENZIA DEL DEMANIO

AGENZIA DEL DEMANIO

Direzione Regionale Calabria

PROGETTO
PRELIMINARE



PROGETTO
DEFINITIVO



PROGETTO
ESECUTIVO



OGGETTO:

Progettazione definitiva ed esecutiva, coordinamento della sicurezza in fase di progettazione e di esecuzione, direzione lavori, contabilità dei lavori ed accatastamento, finalizzati al completamento ed all'ampliamento del polifunzionale "Manganelli" per la nuova sede del XII Reparto Mobile della Polizia di Stato, in Reggio Calabria, Località Santa Caterina.

UBICAZIONE:

Località Santa Caterina - Reggio Calabria

COMMITTENTE:

Agenzia del Demanio - Direzione Regionale Calabria

CODICE CIG: 7121966045

CODICE CUP: G36D17000050001

PROGETTO STRUTTURALE

REV.	DATA	MODIFICA	DISEGNATORE / COMPILATORE
00	26/11/2018	Prima Emissione	Ing. Mariano Salvatore
01	08/01/2019	Modifiche a seguito di verifica del RINA	VERIFICATO DA: Ing. Carlo Carletti
02	18/03/2019	Modifiche a seguito di verifica del RINA	APPROVATO DA: Arch. Valentino Tropeano

CODICE D'IDENTIFICAZIONE

ELABORATO :

05/17-PS.RT35/02

- Relazione sui criteri di verifica degli elementi non strutturali



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Salvatore CONCETTINO

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Arch. Valentino TROPEANO

PROGETTISTA RESPONSABILE COORDINATORE

Arch. Valentino TROPEANO

RESPONSABILI

RESPONSABILE PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA

Arch. Gianfranco PICARIELLO

RESPONSABILE PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Ing. Carlo CARLETTI

RESPONSABILE INDAGINI GEOGNOSTICHE

Geol. Carmine MAZZAROTTI

RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI

Ing. Bruno MATTIA

RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI

Ing. Mauro GUERRIERO

RESPONSABILE PROGETTAZIONE SICUREZZA

Arch. Patrizia GAMMA

GRUPPO DI LAVORO

Ing. Antonio GRAZIANO

Ing. Lella Liana IMBRIANI

Ing. Mariano SALVATORE

Ing. Domenico DE MATTIA

Ing. Rosa LO PRIORE

Arch. Ivan GUERRIERO

Arch. Stanislao SACCARDO

Geom. Gennarino IANDIORIO

Geom. Franco IMBIMBO

Per.Ind. Antonio FESTA

CONSULENTI SCIENTIFICI

Prof. Ing. Luigi PETTI

Prof. Geol. Francesco Maria GUADAGNO

COMUNE DI REGGIO DI CALABRIA

Località Santa Caterina

*Completamento ed Ampliamento del Polifunzionale Manganelli per la Nuova
Sede del XII reparto Mobile della Polizia di Stato in Reggio Calabria
Località Santa Caterina*

**RELAZIONE SUI CRITERI DI VERIFICA
DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI**

SOMMARIO

1.	PREMESSA	3
2.	DESCRIZIONE DEI CORPI DI FABBRICA	3
3.	CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTI...	6
4.	PERICOLOSITA' SISMICA	10
5.	CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE SUGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI PER UNITA' DI PESO	17
6.	VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI	18
6.1	Parete tipo 1 (Esterna)	18
6.2	Pareti tipo 1, tipo 2, tipo 3 (Interne)	19
6.3	Pareti in laterizio.....	21
7.	VERIFICA CONNESSIONI TUBAZIONI E IMPIANTI	23
7.1	CONNESSIONE TUBAZIONI E STRUTTURE	23
7.2	VERIFICA ATTREZZATURE IMPIANTISTICHE.....	28
7.3	CORPI ILLUMINANTI	37
	Particolari Pilastrini Rinforzo Pareti Piano Terra - Edificio A - Scala 1:50.....	39

1. PREMESSA

La presente relazione descrive i criteri sismici validi per la progettazione e la verifica degli elementi non strutturali e degli impianti, con riferimento ai corpi di fabbrica costituenti il Polifunzionale Manganelli per la Nuova Sede del XII reparto Mobile della Polizia di Stato in Reggio Calabria in Località Santa Caterina (Comune di Reggio Calabria):

- Edificio Isolato (Edificio A);
- Edificio in carpenteria metallica (Edificio B);
- Officina.

Il Comune di Reggio di Calabria, secondo l'attuale classificazione sismica della Regione Calabria (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Calabria n. 47 del 10.02.2004), è classificato in Zona Sismica I. Per quanto attiene al sito specifico, la domanda sismica è valutata considerando gli effetti di amplificazione locale, come descritto nel paragrafo 3 della presente relazione a cui si rimanda. Considerata la domanda sismica di base del sito, viene valutata la massima attesa per gli elementi non strutturali e per gli impianti, secondo la normativa vigente.

2. DESCRIZIONE DEI CORPI DI FABBRICA

Rimandando alle rispettive relazioni tecniche generali, i corpi di fabbrica oggetto della presente, sono così caratterizzati:

Edificio isolato (Edificio A):

Il progetto prevede la costruzione di un edificio isolato alla base con dispositivi del tipo a pendolo scorrevole. L'edificio è previsto con struttura intelaiata realizzata con pilastri e travi in carpenteria metallica, a meno della platea di fondazione e del solaio del piano terra. I solai dei piani superiori sono realizzati con elementi in lamiera grecata e soletta collaborante gettata in opera in c.a. Il solaio a copertura del primo livello, immediatamente al di sopra degli

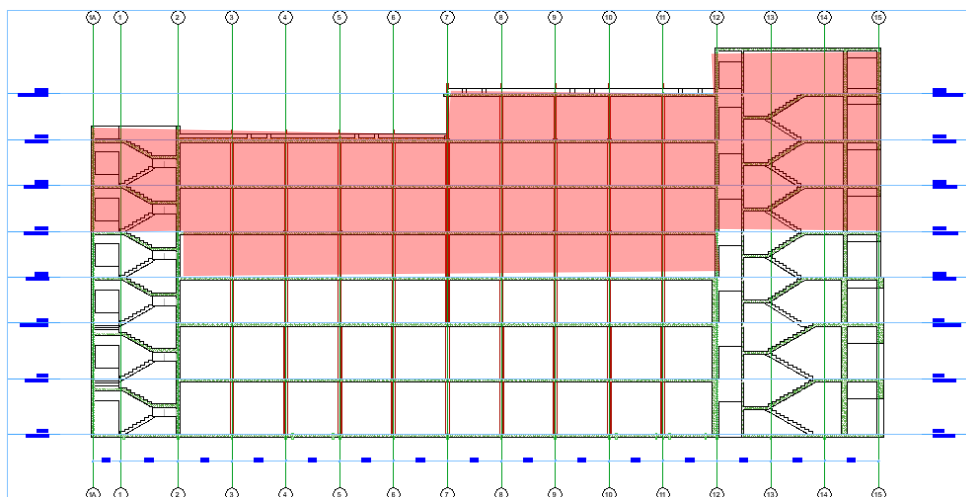
isolatori, è previsto realizzato gettato in opera. La fondazione è del tipo diretto *a platea* ed è realizzata con una soletta alleggerita. Le colonne in elevazione, al di sopra del piano isolato, sono realizzati con profili HEA340 in acciaio del tipo S355, mentre i pilastri del primo livello, al di sotto del piano di isolamento, sono in cemento armato con sezione quadrata 80x80cm. I solai, realizzati in carpenteria metallica e lamiera grecata con getto di completamento, prevedono un graticcio di travi realizzate con profili alveolari IPE450-675 ovvero HEA450-660, travi principali, e profili alveolari IPE330-495 per l'orditura secondaria. Il solaio è realizzato con lamiera grecata del tipo SAND 100 e soletta di completamento gettata in opera di altezza $h=4\text{cm}$. La lamiera grecata è vincolata al graticcio di travi mediante connettori del tipo a piolo CTF Tecnaria. L'impalcato immediatamente al di sopra degli isolatori è realizzato con soletta alleggerita gettata in opera di altezza pari a 90cm, costituita da un grigliato di travetti di base 15cm e travi di base 90cm. L'alleggerimento è realizzato mediante blocchi in polistirene a bassa densità di opportune dimensioni. Le scale sono realizzate per mezzo di un nucleo in c.a. da cui si aggettano i gradini. In particolare, le scale sono giuntate complessivamente a tutt'altezza dalla struttura in elevazione per mezzo di un giunto verticale-orizzontale che presenta dimensioni minime pari a 50cm. L'interfaccia di isolamento è realizzata in corrispondenza dell'intradosso del primo impalcato, mediante dispositivi di isolamento allocati in testa ai pilastri del primo livello. Al fine di consentire i movimenti relativa tra la sovrastruttura ed le strutture di fondazione è previsto un giunto verticale capace di garantire spostamenti orizzontali massimi pari a 50cm. Il sistema di isolamento è costituito da *isolatori a scorrimento a superficie curva*.



*Schema di Sezione con indicazione della Sovrastruttura,
dell'interfaccia di isolamento e dalla sottostruttura*

Edificio in carpenteria metallica (Edificio B):

L'edificio, risalente alla metà degli anni '90, nello stato attuale, è costituito da sette livelli fuori terra più il torrino scala, ed è realizzato con nuclei in c.a., nel complesso tre, con funzioni di collegamento verticale (scale ed ascensori), mentre le parti restanti sono realizzate in carpenteria metallica ed orizzontamenti in predalles di 170x20cm. La parte dell'edificio realizzata in carpenteria metallica, presenta colonne con profili laminati a caldo del tipo HE ed elementi orizzontali principali, del tipo IPE e secondari del tipo UPN. In particolare, i pilastri al piano terra ed al primo sono realizzati con colonne HE280B continue; allo stesso modo i pilastri al piano secondo e terzo e quelli al piano quarto e quinto sono realizzati con colonne continue rispettivamente del tipo HE240B e HE240A; i pilastri dell'ultimo impalcato, invece, presentano sezione HE200A. Gli elementi orizzontali principali sono costituiti, per tutti gli impalcati, da profili laminati a caldo del tipo IPE240 e sono resi solidali alla soletta in c.a. mediante connettori; gli elementi secondari, anch'essi uguali per tutti gli impalcati, sono realizzati con profili pressopiegati a freddo UPN140. I solai sono realizzati a lastra del tipo "predalles" con alleggerimento in blocchi di polistirolo e getto di completamento per uno spessore complessivo di cm20 (4+11+5). I nuclei di controvento in cemento armato sono realizzati con pareti di spessore 30cm e solette di spessore 20cm. La scala è realizzata con soletta rampante di spessore 20cm e gradini di riporto, a meno di alcune rampe che presentano travi a ginocchio estradossate. Le fondazioni sono realizzate per mezzo di travi rovesce di dimensioni variabili, nella zona che ospita le parti in carpenteria metallica, mentre sono del tipo a plinto al di sotto dei blocchi scala. I plinti suddetti presentano altezza di circa 3,00m; in particolare, il plinto A ha forma rettangolare e di circa 16,60x10,60, mentre il plinto B ha forma ad L e dimensione delle ale di circa 24,00m e larghezza 7,80m. L'edificio è realizzato con cemento Rck300 Kg/cm² per le strutture in elevazione e Rck250 Kg/cm² per le strutture in fondazione, utilizzando per entrambi acciaio in barre FeB44K. Per le parti in carpenteria metallica, invece, sono stati utilizzati profilati Fe360. Nello specifico, la porzione del fabbricato oggetto di verifica si sviluppa per ogni impalcato per circa 740mq a meno dell'ultimo che è di circa 430mq.



Sviluppo in elevazione dell'edificio con evidenziati i piani oggetto di demolizione

3. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTI

Secondo quanto riportato al 7.2.3 delle *NTC 2018 (D.M. 17/01/2018)* - *Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari ed elementi costruttivi non strutturali* - per elementi costruttivi non strutturali, s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e, quelli che pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare. Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al (7.2.6. *Criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica – NTC 2018*). Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

Per quanto attiene invece agli impianti invece (impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell'impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale), secondo quanto indicato al 7.2.4 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) - *Criteri di progettazione degli impianti* - la capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare. In assenza di più accurate valutazioni (richiedono uno specifico studio gli impianti che eccedano il 30% del carico permanente totale del campo di solaio su cui sono collocati o del pannello di tamponatura o di tramezzatura a cui sono appesi o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura), la domanda sismica agente per la presenza di un impianto sul pannello di tamponatura o di tramezzatura a cui l'impianto è appeso, si può assimilare ad un carico uniformemente distribuito di intensità $2F_a/S$, dove F_a è la forza di competenza di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto applicata al baricentro dell'elemento, S è la superficie del pannello di tamponatura o di tramezzatura. Tale carico distribuito deve intendersi agente sia ortogonalmente sia tangenzialmente al piano medio del pannello. In accordo con i criteri della progettazione in capacità, gli eventuali componenti fragili devono avere capacità doppia di quella degli eventuali componenti duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella richiesta da un'analisi eseguita con modello elastico e fattore di comportamento q pari ad 1,5. La domanda valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo. Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando sull'effetto dell'attrito, bensì devono essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione $T \geq 0,1s$ valutato tenendo conto della sola deformabilità del vincolo. Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili, i collegamenti di servizio dell'impianto devono essere flessibili e non possono far parte del meccanismo di vincolo. Deve essere limitato il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas o fluidi, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili, anche mediante l'utilizzo di dispositivi d'interruzione automatica della distribuzione. I tubi per la fornitura di gas o fluidi, al passaggio dal terreno alla costruzione, devono essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi costruzione-terreno dovuti all'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

I requisiti che gli elementi non strutturali e gli impianti, devono soddisfare nei confronti degli stati limite, sono definiti dal 7.3.6 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) - *Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite* - per tutti gli elementi strutturali primari e secondari,

gli elementi non strutturali e gli impianti, si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto. Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella di seguito riportata in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

In particolare, per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (definita dal 7.2.3. NTC 2018 - Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari ed elementi costruttivi non strutturali- di seguito riportata) corrispondente allo SL e alla CU considerati.

Per gli impianti, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SL e alla CU considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi. Inoltre per ciascuno degli impianti principali, i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, devono avere capacità sufficiente a sostenere la domanda corrispondente allo SL e alla CU considerati.

Come precedentemente premesso, la domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita dal 7.2.3 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) - Domanda sismica sugli elementi non strutturali- come segue:

$$F_a = \frac{(S_a \times W_a)}{q_a} \quad [7.2.1]$$

dove:

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (3.2.1 NTC 2018 -Stati limite e probabilità di superamento-);

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

Secondo quanto indicato al 7.8.1.5. NTC 2018 - Metodi di analisi - le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al 7.2.3 NTC 2018 per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a (S_a/q_a) volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a (S_a/q_a) volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere per S_a la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \times S \times \left[1,5 \times \left(1 + \frac{Z}{H} \right) - 0,5 \right] \geq \alpha \times S$$

dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame (vedi 3.2.1 NTC 2018) e l'accelerazione di gravità g ;

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

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi 3.2.2 NTC 2018);

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

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Per le pareti non resistenti al sisma la verifica fuori piano va comunque condotta facendo ricorso a formulazioni di comprovata validità. In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

Infine, si riportano i criteri di progettazione e verifica, per gli elementi costruttivi non strutturali e per gli impianti, definiti dalla Circolare 2.2.09 n°617:

- I corpi illuminanti debbono essere dotati di dispositivi di sostegno tali da impedirne

il distacco in caso di terremoto; in particolare, se montati su controsoffitti sospesi, devono essere efficacemente ancorati ai sostegni longitudinali e trasversali del controsoffitto e non direttamente ad esso.

4. PERICOLOSITA' SISMICA

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è stata valutata la pericolosità sismica di base del sito oggetto di intervento in accordo Norme Tecniche per le Costruzioni.

Di seguito, dunque, si riporta la valutazione dei parametri di pericolosità e degli spettri di risposta corrispondenti specifici per il Comune di Reggio Di Calabria, valutati sulla base dei risultati ottenuti nell'ambito della convenzione INGV e DPC nel Progetto S1 -Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

La valutazione della pericolosità sismica di base del sito sul reticolo di riferimento è valutata in funzione delle coordinate (longitudine e latitudine) del sito oggetto di intervento:

Latitudine [°]: 38.129070

Longitudine: 15.659310

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per gli Stati Limite di interesse è stato il seguente:

- Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso delle strutture, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

Per i fabbricati in questione si considerano:

- **Vita Nominale: 50**
- **Classe d'Uso: IV**

Al fine della caratterizzazione dinamica del terreno di fondazione sono state eseguite campagne di indagini geognostiche e geofisiche.

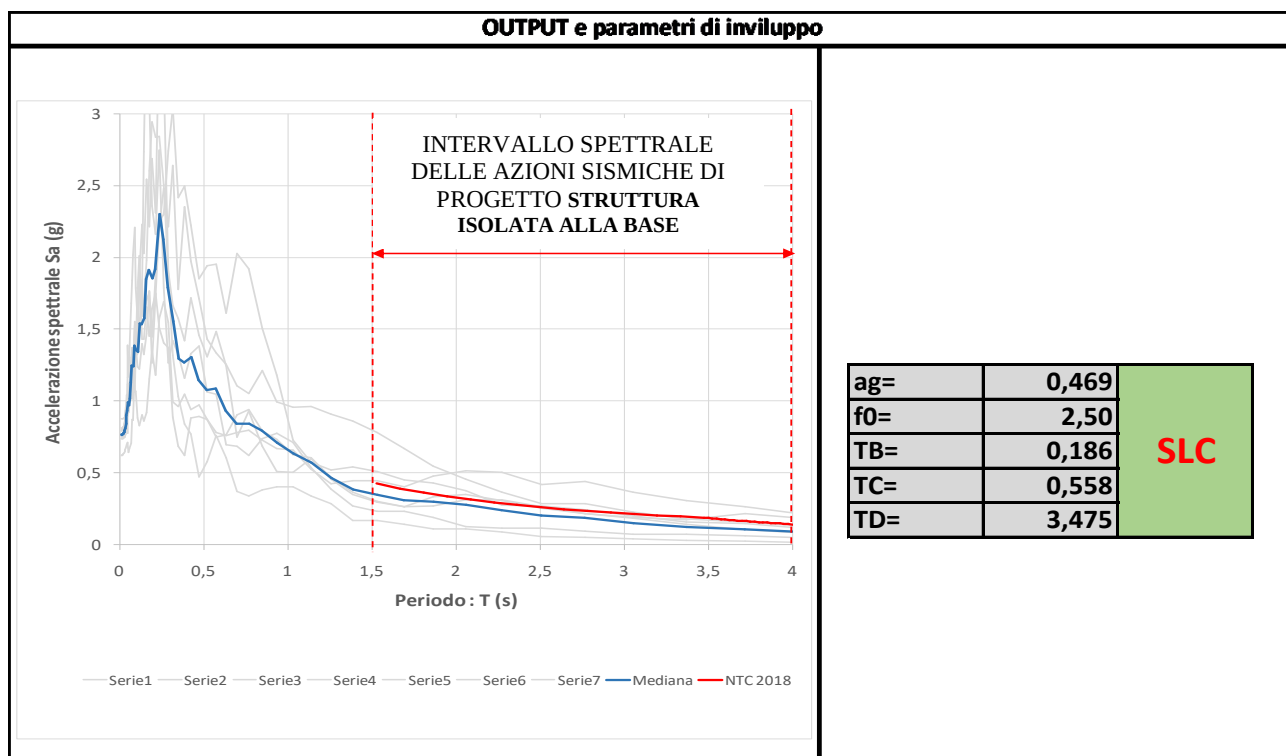
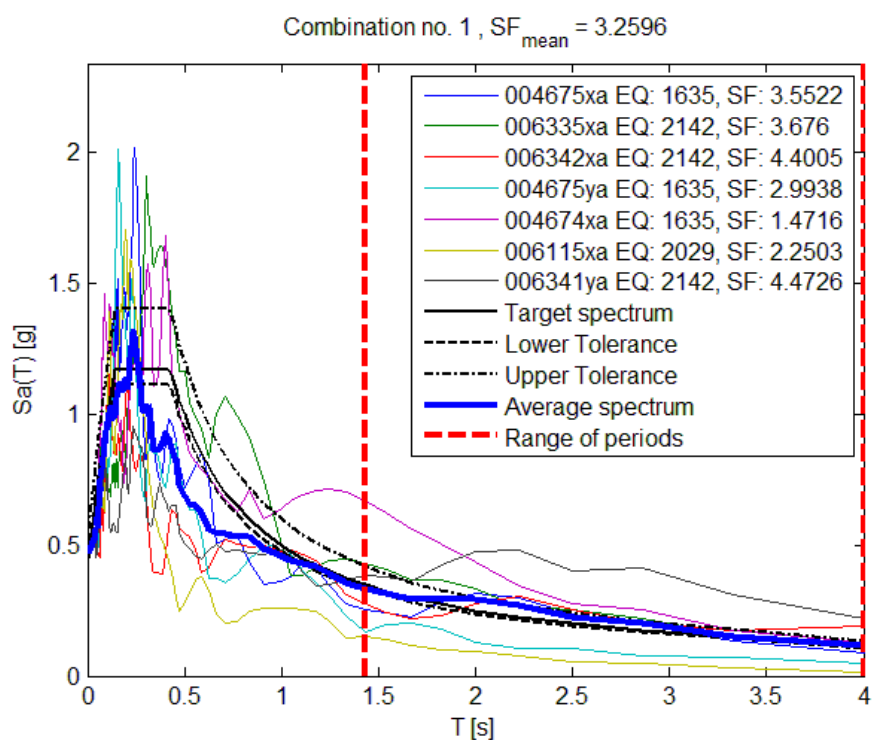
In relazione alle diverse condizioni di stato limite adottate e alle risposte spettrali attese dalle strutture, sono stati selezionati differenti set di accelerogrammi di spettrocompatibilità per la verifica delle condizioni di amplificazione di sito. Per le strutture oggetto di indagine, considerati i periodi principali di vibrazione, si fa riferimento alle valutazioni dell'amplificazione sismica locale nell'intervallo di periodi 0,10-1,50s.

L'analisi della risposta sismica è stata eseguita attraverso il software STRATA (Kottke and Rathje, 2013) che, come noto, prevede la risoluzione dell'equazione del moto sismico dell'onda di taglio nel dominio delle frequenze (Seed e Idriss, 1971) in condizioni di campo libero. La modellazione da sviluppare prevede anche l'analisi del degrado dinamico non lineare dei materiali, in termini di Modulo di taglio normalizzato (G/G_0) e di smorzamento (Damping, D), secondo un sistema di tipo lineare equivalente al quale è associata un'aliquota della deformazione massima di taglio raggiunta. Nello sviluppo del calcolo tale aliquota è stata assunta pari a 0.65, in accordo con Seed e Idriss (1971) e per magnitudo (M_R) attese superiori a 6.5. Il calcolo è stato eseguito in regime di tensioni totali.

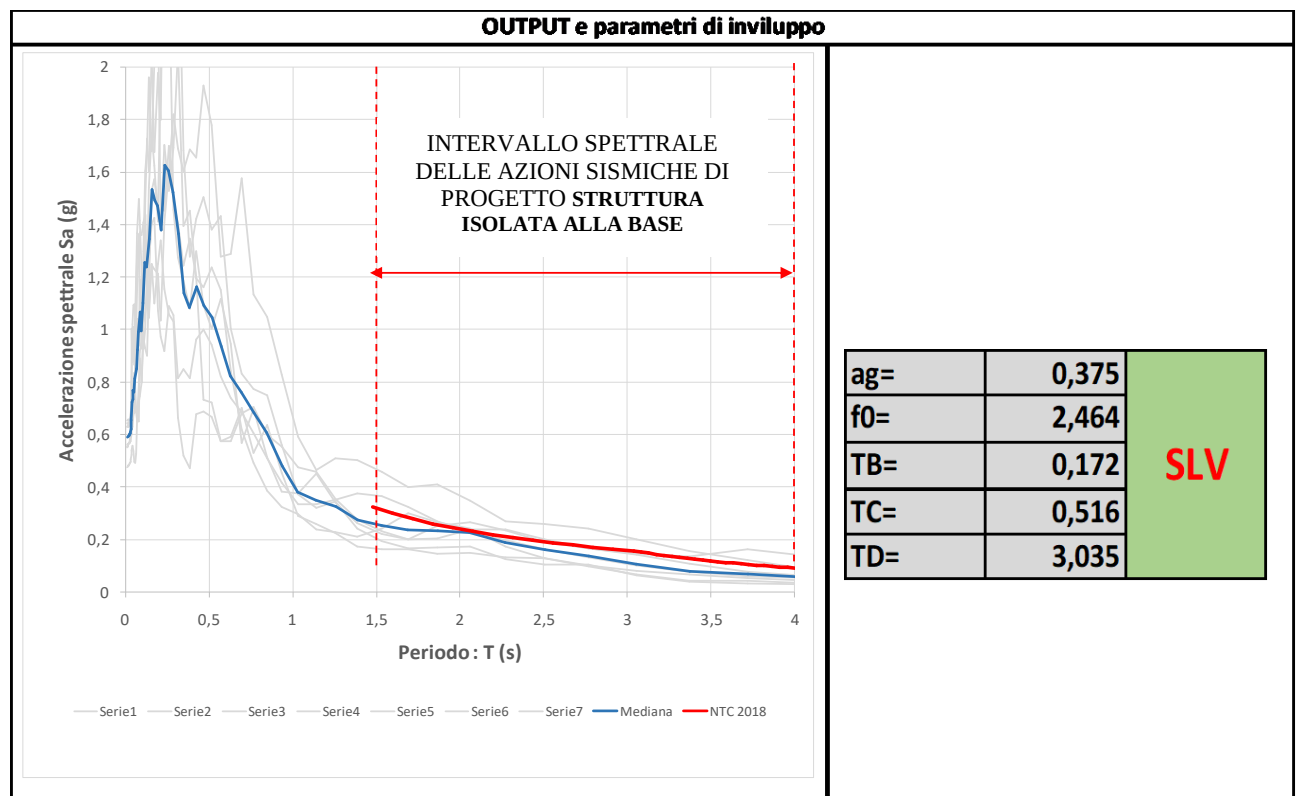
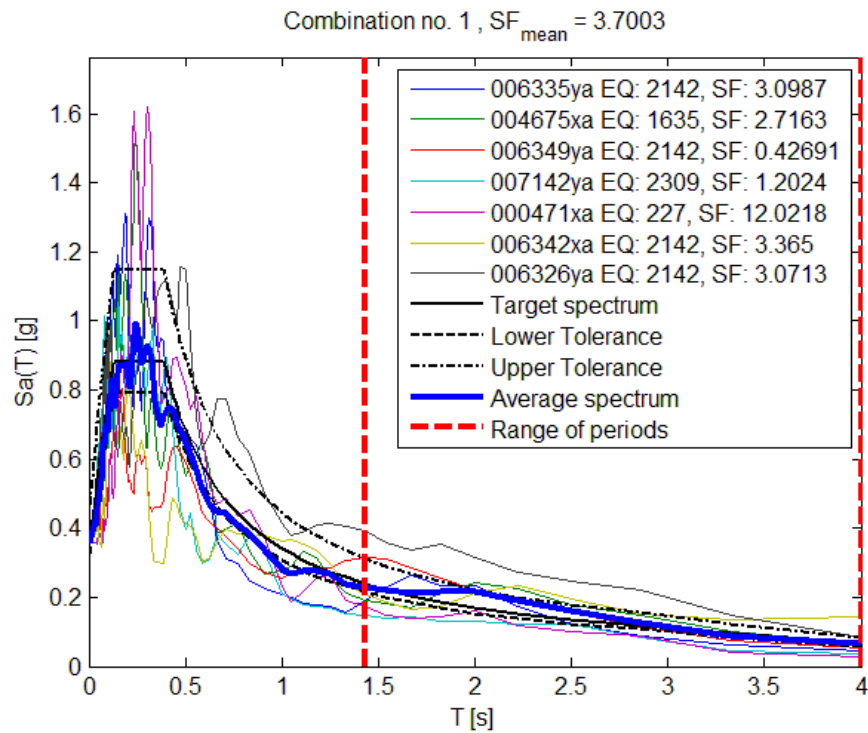
Infine, come si rileva dalla Relazione Geologica, il lotto individuato per il completamento del polifunzionale "Manganelli" in loc. Santa Caterina di Reggio Calabria è situato lungo un versante caratterizzato da una pendenza media pari a circa il 16% (corrispondente ad un angolo di $9 \div 10^\circ$ rispetto all'orizzontale), ad una quota media di 53 m s.l.m., per cui, ai fini della valutazione dell'azione sismica di progetto, la suddetta area rientra nella categoria topografica T1.

Rimandando alla relazione sugli effetti di amplificazione per i dettagli, si riportano di seguito, per i corpi di fabbrica in analisi, i risultati ottenuti.

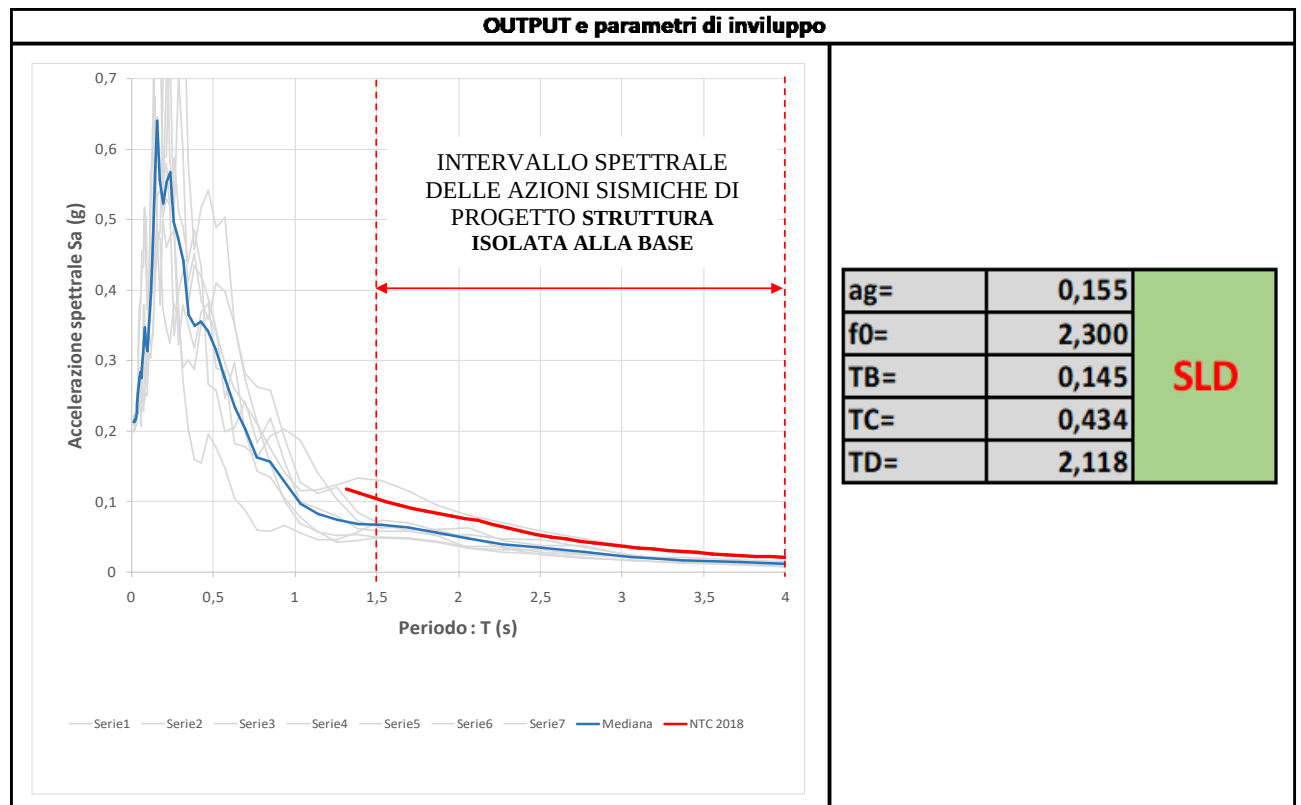
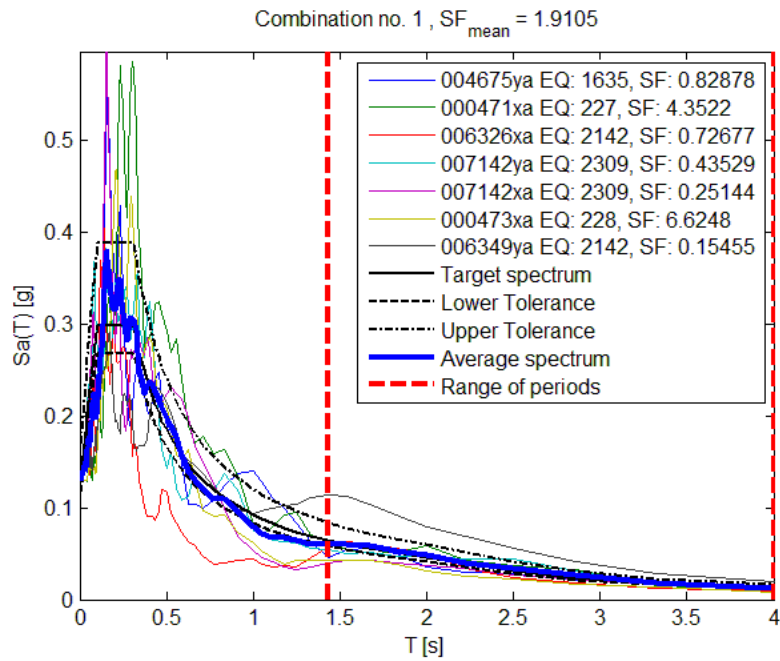
- Edificio isolato (Edificio A):



Analisi allo SLC

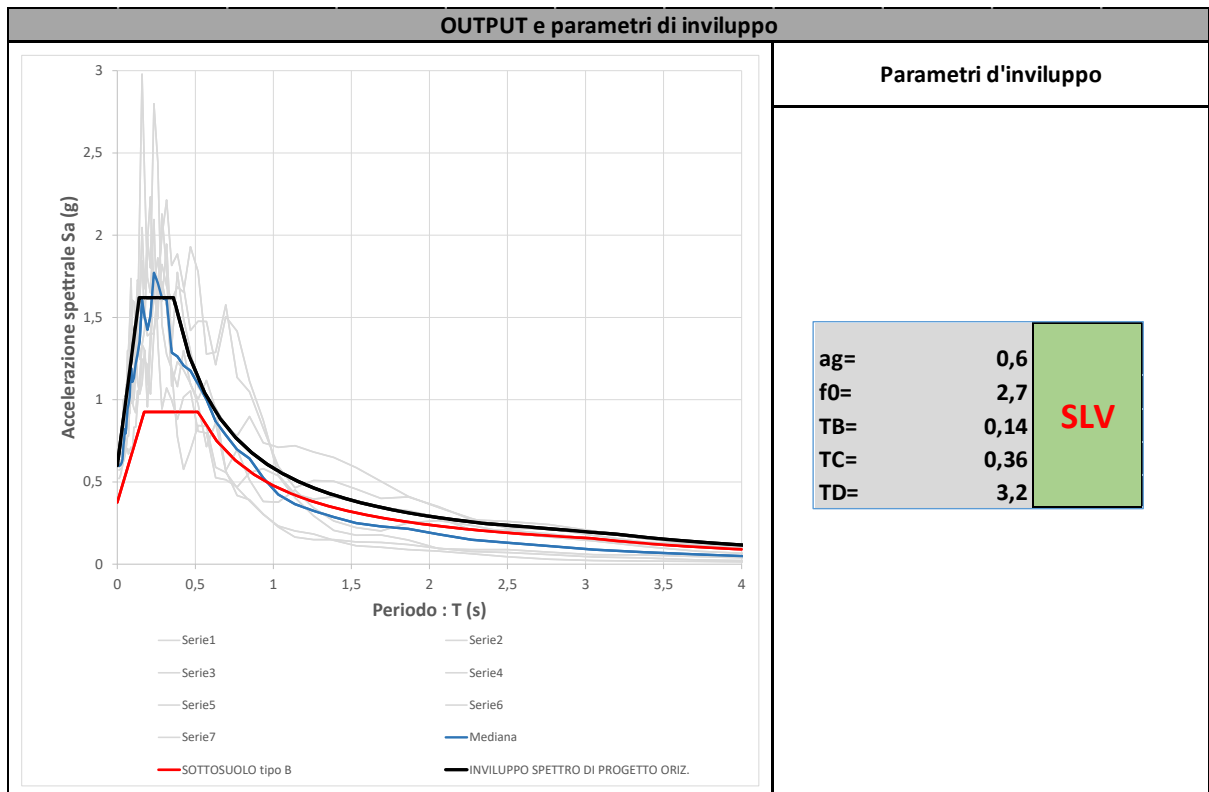
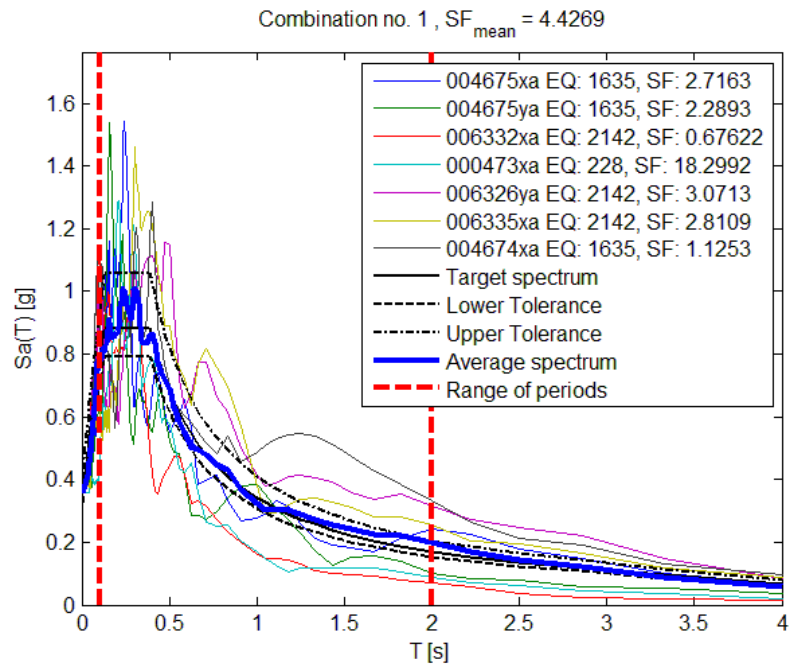


Analisi allo SLV

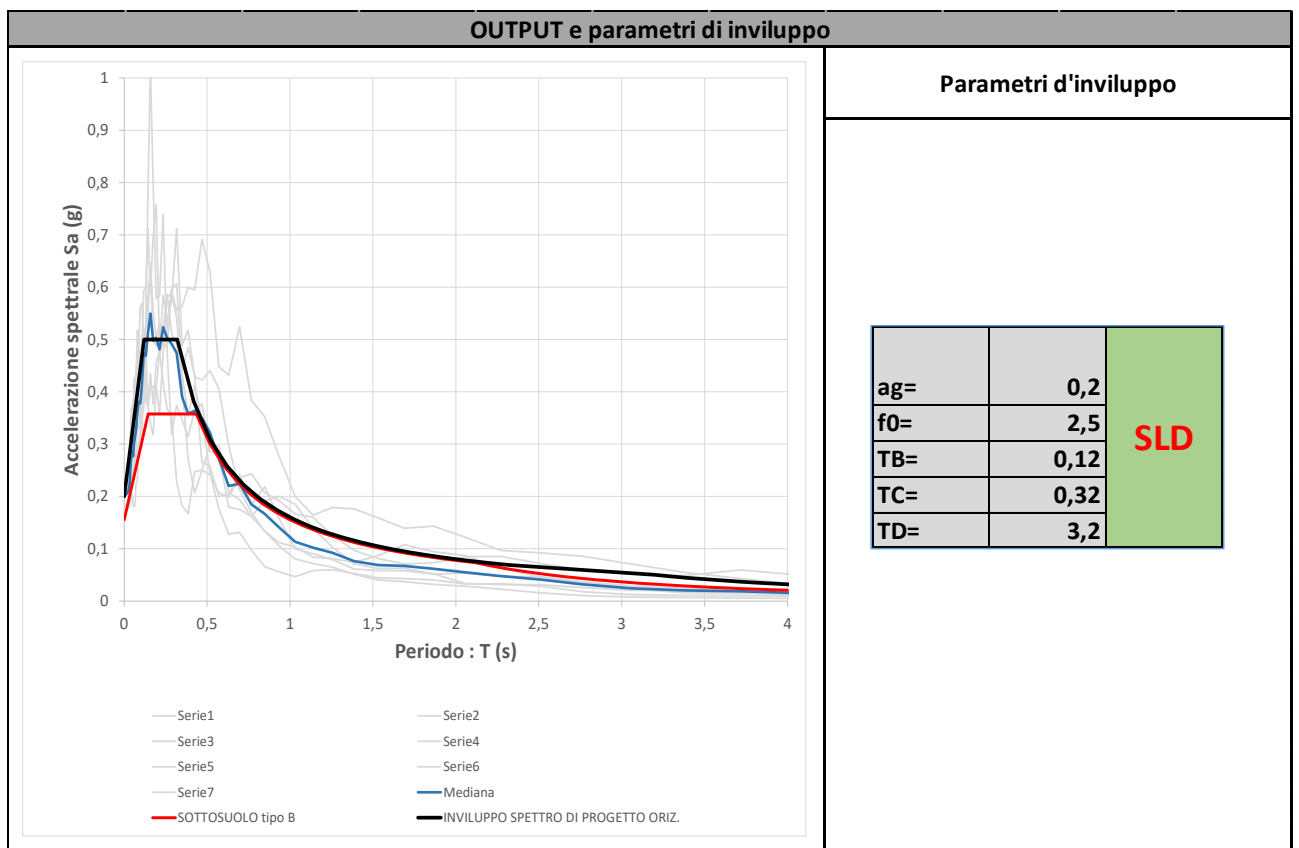
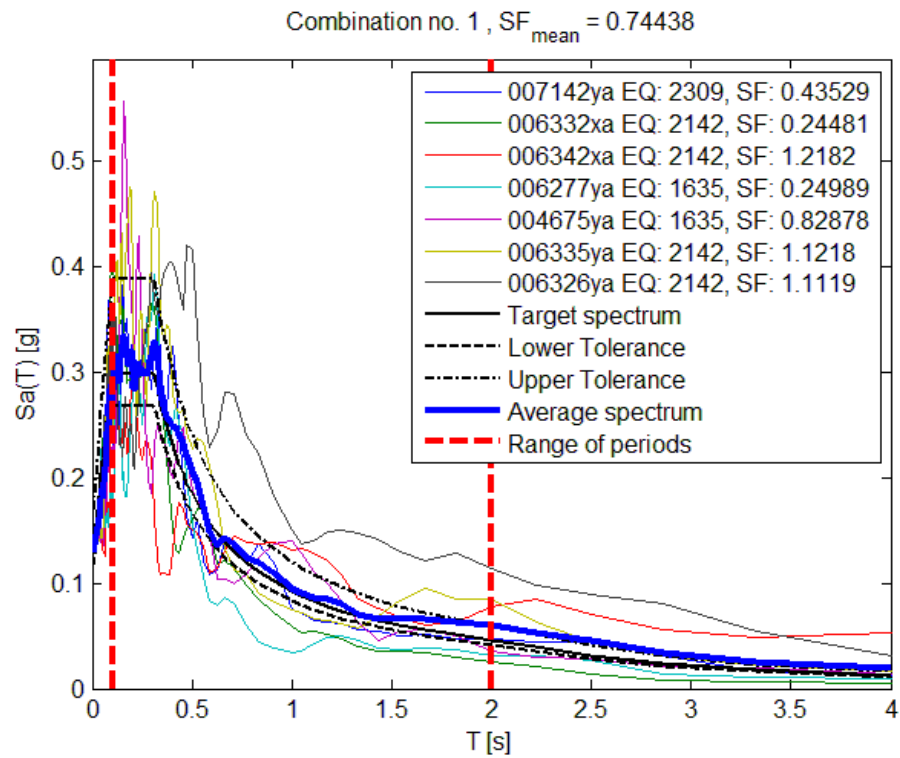


Analisi allo SLD

- Edificio in carpenteria metallica (Edificio B):



Analisi allo SLV



Analisi allo SLD

5. CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE SUGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI PER UNITÀ DI PESO

Tenuto conto di quanto descritto, sono stati calcolati i valori delle massime forze equivalenti attese F per unità di peso W dell'elemento non strutturale.

In particolare, per l'edificio isolato alla base (Edificio A) si è assunta una accelerazione di progetto pari a quella competente alla prima forma modale, così come descritto nella relazione di calcolo specifica.

Per l'edificio in carpenteria metallica (Edificio B), si assunto a vantaggio di sicurezza un valore di Z_i , (quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione) coincidente con la quota del solaio di copertura dell' i -esimo impalcato rispetto al piano di fondazione. L'edificio, presenta ai fini del calcolo un'altezza complessiva di 11,6m.

Di seguito, si riportano i risultati ottenuti per ciascun corpo di fabbrica, considerando che i parametri spettrali utilizzati ai fini del calcolo per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

- Edificio isolato (Edificio A)

Parametri	a_g	q_a
	0,09	3

Edificio Isolato	S_a	S_a/q_a
	0,09	0,03

- Edificio in carpenteria metallica (Edificio B)

Parametri	a_g	q_a	H (m)
	0,6	3	11,6

	Z_i (m)	Z_i/H	S_a	S_a/q_a
Edificio in carpenteria metallica	4,1	0,35	0,92	0,31
	8,2	0,71	1,24	0,41
	11,6	1,00	1,50	0,50

Le azioni sismiche ortogonali agli elementi non strutturali, sono quindi rappresentate (nel caso dell'edificio b ai diversi Z_i livelli) da una forza orizzontale distribuita pari a (S_a/q_a) volte il peso dell'elemento non strutturale W ; nonché da forze orizzontali concentrate pari a (S_a/q_a)

volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si poggiano sull'elemento non strutturale, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma.

6. VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI

6.1 Parete tipo 1 (Esterna)

La parete tipo1 è composta da due pannelli (esterno-interno) strutturalmente autonomi:

	STRATIGRAFIA - PANNELLO INTERNO	Spessore (mm)	Peso (Kg/m²)
1	Pannello carton gesso tipo GYPSOTECH lastra STD	12,5	10,60
2	Pannello carton gesso tipo Knauf lastra GKB-BV	12,5	2,83
3	Pannello tipo ekovetro P in lana minerale prodotto con tecnologia Ecose	45	0,68
4	Incidenza profili		10,00
			24,11

	STRATIGRAFIA - PANNELLO ESTERNO	Spessore (mm)	Peso (Kg/m²)
1	Isolastra tipo MN 115 con lastra Knauf GKB (A) accoppiata con lana minerale (LM)	100	13,3
2	Pannello tipo sistema Knauf acquapanel outdoor	12,5	16
3	Pannello tipo Isopan Isoparete Plus pannello a doppio rivestimento metallico con isolamento in poliuretano	80	13,7
4	Incidenza profili		10
			53,00

Ne derivano pertanto le seguenti azioni sismiche orizzontali massime:

	Edificio Isolato	Edificio in Carpenteria
Sa/qa	0,03	0,5
Fe pannello interno kg/m²	0,72	12,05
Fe pannello esterno Kg/m²	1,59	26,50

Il pannello interno è portato da profili in metallo disposti ad interasse costante di 60 cm ed altezza massima h=3,60m. Pertanto, nell'ipotesi di schema statico di trave appoggiata-

appoggiata risulta un momento massimo in mezzzeria pari a:

$$M = 0,12 \text{ kNm} \quad T = 0,13 \text{ kN}$$

Il pannello esterno è portato da profili in metallo disposti ad interasse costante di 120 cm ed altezza massima $h=3,60\text{m}$. Pertanto, nell'ipotesi di schema statico di trave appoggiata-appoggiata risulta un momento massimo in mezzzeria pari a:

$$M = 0,26 \text{ kNm} \quad T = 0,29 \text{ kN}$$

Per le condizioni statiche, invece, si considera una forza distribuita orizzontale pari a $1,00 \text{ kN/m}$ posta, a vantaggio di sicurezza, in mezzzeria del profilo. Ne deriva pertanto, un momento massimo pari a:

$$M = 1,35 \text{ kNm} \quad T = 1,50 \text{ kN}$$

6.2 Pareti tipo 1, tipo 2, tipo 3 (Interne)

La parete tipo1 è composta da:

PARETE TIPO 1			
	STRATIGRAFIA	Spessore (mm)	Peso (Kg/m ²)
1	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
2	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
			20

La parete tipo2 è composta da:

PARETE TIPO 2			
	STRATIGRAFIA	Spessore (mm)	Peso (Kg/m²)
1	Pannello carton gesso tipo Knauf lastra GKB-BV	12,5	2,83
2	Pannello tipo ekovetro P in lana minerale prodotto con tecnologia Ecose	60	0,9
3	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
4	Incidenza profili		10,00
			23,73

La parete tipo3 è composta da:

PARETE TIPO 3			
	STRATIGRAFIA	Spessore (mm)	Peso (Kg/m²)
1	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
2	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
3	Pannello tipo ekovetro P in lana minerale prodotto con tecnologia Ecose	75	1,05
4	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
5	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
6	Incidenza profili		10,00
			51,05

Ne derivano pertanto le seguenti azioni sismiche orizzontali massime:

	Edificio Isolato	Edificio in Carpenteria
Sa/qa	0,03	0,5
Fe parete tipo 1 Kg/m²	0,60	10,00
Fe parete tipo 2 Kg/m²	0,71	11,87
Fe parete tipo 3 Kg/m²	1,53	25,53

Il pannello delle pareti di tipo 2 e di tipo 3, è portato da profili in metallo disposti ad interasse costante di 60 cm ed altezza massima h=3,60m., nel caso della parete di tipo 2 un momento

massimo in mezzeria pari a:

$$M = 0,11 \text{ kNm} \quad T = 0,13 \text{ kN}$$

Nel caso della parete di tipo 3 un momento massimo in mezzeria pari a:

$$M = 0,25 \text{ kNm} \quad T = 0,28 \text{ kN}$$

Per le condizioni statiche, invece, si considera una forza distribuita orizzontale pari a 1,00 kN/m posta, a vantaggio di sicurezza, in mezzeria del profilo. Ne deriva pertanto, un momento massimo pari a:

$$M = 1,35 \text{ kNm} \quad T = 1,50 \text{ kN}$$

Pertanto si riportano le specifiche tecniche di resistenza che i profilati da adottare per le pareti analizzate al punto a ed al punto b, devono possedere:

	MRd (KNm)
PARETI ESTERNE - PANNELLO INTERNO	$\geq 0,12$
PARETI ESTERNE - PANNELLO ESTERNO	$\geq 0,26$
PARETI INTERNE - TIPO 2	$\geq 0,11$
PARETI INTERNE - TIPO 3	$\geq 0,25$

6.3 Pareti in laterizio

Le pareti di spessore 30 cm e d'altezza 360 cm sono composte da pannelli in laterizio, la cui continuità è interrotta da pilastri in c.a. (30x25) cm disposti con interasse costante massimo di 250 cm; i pilastri di vincolo della parete sono a loro volta, nel caso della struttura isolata, vincolati in testa da una trave IPE 270x135x6,6 disposta alla sommità degli stessi. Derivano pertanto i seguenti carichi:

	STRATIGRAFIA	Dimensioni (mm)	γ (Kg/m ³)	Peso (Kg/m ²)
1	Laterizi	300	815,76	244,73
2	Incidenza pilastri c.a.	300x250	2549,2	76,48
3	Incidenza trave IPE 270	270x135x6,6		36,10
				357,31

Ne derivano pertanto le seguenti azioni sismiche orizzontali massime:

	Edificio Isolato	Edificio in carpenteria
Sa/qa	0,03	0,5
Fe parete Kg/m²	10,72	178,66

Ne consegue pertanto, nell'ipotesi di schema statico di trave a mensola che per ogni pilastrino risulta un momento alla base pari a:

- Edificio Isolato:

$$M = 1,73 \text{ kNm} \quad T = 0,96 \text{ kN}$$

- Edificio in Carpenteria Metallica:

$$M = 28,94 \text{ kNm} \quad T = 16,08 \text{ kN}$$

Per il carico da vento risulta invece:

$$q_v = 50 \text{ Kg/m}^2$$

Pertanto le massime sollecitazioni che ne derivano, considerato un coefficiente di sicurezza $\gamma=1,5$ risultano:

$$M = 28,94 \text{ kNm} \quad T = 16,08 \text{ kN}$$

Ai fini delle verifiche si considera una sezione in c.a. quadrata di dimensioni 30x25cm con armatura 2+2 $\phi 16$ e staffe $\emptyset 8/20$ ". Presentando la sezione una resistenza pari a $M_{rd}=32,5$ kNm e $V_{rd}=32,6$ kN, la stessa risulta verificata.

7. VERIFICA CONNESSIONI TUBAZIONI E IMPIANTI

La verifica sismica degli elementi non strutturali relativa agli impianti si può suddividere in due categorie:

- Verifica delle connessioni tra le tubazioni delle linee di distribuzione e le strutture
- Verifiche delle attrezzature impiantistiche (Unità trattamento aria, gruppi frigo, collettori con relative pompe e corpi illuminanti)

L'effetto dell'azione sismica sull'impianto, in assenza di determinazioni più precise, può essere valutato considerando una forza (F_a) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto. Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando solo sull'effetto dell'attrito, bensì debbono essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili.

Il sistema di ancoraggio di tutti gli impianti (meccanici, elettrici, tecnologici, ecc.) dovrà essere realizzato nel rispetto delle indicazioni riportate nelle "LINEE GUIDA PER LA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' DI ELEMENTI NON STRUTTURALI, ARREDI ED IMPIANTI" emessa dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile nel giugno 2009; in particolare i fissaggi ed ancoraggi di tutti gli impianti di distribuzione dorsali ed elementi terminali dovranno essere conformi a quanto indicato nelle Linee Guida ETAG 001 allegato E 2013 per edifici di categoria sismica ETA C2; allo scopo l'installatore dovrà produrre, e fare approvare alla D.L., apposito progetto di installazione dei supporti e successivamente rilasciarne la certificazione di idoneità e corretta posa.

7.1 CONNESSIONE TUBAZIONI E STRUTTURE

Per tali connessioni si impiegheranno dei sistemi di connessione e controvento del tipo Hilti o Fischer che consentano l'assorbimento delle azioni orizzontali sia longitudinali che trasversali all'asse della tubazione.

Le strutture di sostegno degli impianti e le opere accessorie che non costituiscono parte della struttura dell'edificio sono descritte come elementi non strutturali.

Per tali elementi non strutturali, il fattore decisivo per la progettazione e il dimensionamento sismico non è esclusivamente il movimento del suolo (massima accelerazione al suolo a_g), ma soprattutto quello dell'edificio o del solaio sul quale l'elemento è installato. In questo caso il fattore fondamentale è l'accelerazione al piano a_f , la cui magnitudo e frequenza dipendono dalla struttura dell'edificio attraverso il quale le scosse vengono trasmesse. L'edificio agisce da filtro di frequenza, che amplifica le scosse del terremoto nell'area della frequenza naturale dell'edificio. Sull'elemento strutturale stesso agisce anche l'amplificazione dinamica. In questo caso, il fattore decisivo è il comportamento di vibrazione naturale dell'elemento stesso, le sue caratteristiche di smorzamento e la sua capacità di dissipare l'energia attraverso la deformazione plastica.

Gli elementi non strutturali vengono misurati di norma utilizzando il cosiddetto metodo della forza statica equivalente. In questo caso, si stabilisce una forza statica equivalente F_a (forza sismica) agente sul centro di gravità dell'elemento. Si prendono in considerazione le vibrazioni dell'edificio e degli elementi ma anche la capacità dell'elemento di assorbire energia tramite la deformazione (dissipazione di energia) utilizzando alcuni fattori (coefficienti).

Il calcolo dell'azione sismica sugli elementi non strutturali viene determinata attraverso la seguente formula:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

dove:

F_a forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole

W_a peso dell'elemento

S_a accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrispondente allo stato limite in esame

q_a fattore di struttura dell'elemento

L'accelerazione massima S_a è

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

oppure

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

avendo imposto

$$A_a = \frac{3}{1 + (1 - T_a/T_1)^2}$$

dove:

a rapporto tra l'accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g

S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

T_a periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale

T_1 periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata

Z quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione

H altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Per le tubazioni in esame il coefficiente A_a assume il seguente valore:

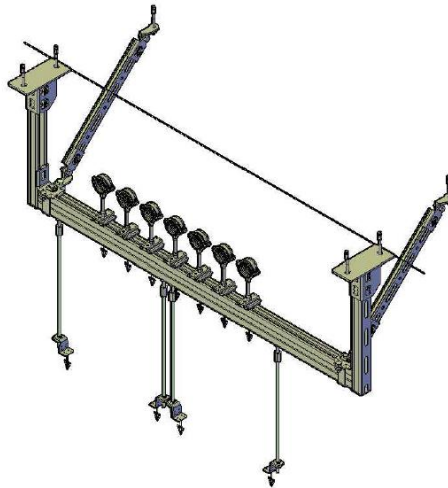
$$A_a = \frac{3}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} = \frac{3}{1 + (1 - 0)^2} = 1.5$$

Il coefficiente S relativo al suolo ed alla topografia si ottiene da

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

Dati di input



EDIFICIO ISOLATO (Edificio A)

Si considera la seguente configurazione che costituisce la più gravosa prevista in progetto:

- n.1 tubo in acciaio zincato Ø72/76 pieno d'acqua
- n.6 tubi in acciaio nero/inox Ø39/42 pieno d'acqua
- n.2 canali in poliuretano rivestiti in alluminio 300x200mm
- n.2 passarelle elettriche in acciaio zincato comprensivi di cavi elettrici

Interasse staffaggio max $i=2.00\text{m}$ (distanza massima tra le varie staffe di sostegno)

Elemento	N.	Peso/m unitario	Peso totale
Tubo in acciaio zincato Ø72/76 pieno d'acqua	1	10 Kg/m	10 Kg/m
Tubo in acciaio nero/inox Ø39/42 pieno d'acqua	6	5 Kg/m	30 Kg/m
Canali in poliuretano rivestiti in alluminio 300x200mm	2	1,5 Kg/m	3 Kg/m
Passarelle elettriche in acciaio zincato comprensivi di cavi elettrici	2	17,5 Kg/m	35 Kg/m
TOTALE (w)			78 Kg/m

Elemento	N.	Peso/m unitario		Peso totale
Peso binari MQ-41	2	2,08 Kg/m	0,45	1,87
Peso binari MQ-72D		7,08 Kg/m	2,00	14,16
Cerniere	4	0,25 Kg		1,00
TOTALE (P)				17,03 Kg

Considerando che l'interasse degli staffaggi è di $\max i_{\text{static}} = 2,00 \text{ m}$ e che il peso degli elementi costitutivi il sostegno è di 17,03 kg, si ha che i pesi w e W_s risultano pari ad:

$$w = 0,78 \text{ kN}$$

$$W_s = w \cdot i_{\text{static}} + P = 0,78 \cdot 2 + 0,17 = 1,73 \text{ kN}$$

$$i_{\text{seismic}} = i_{\text{static}} \cdot 2 = 4,00 \text{ m}$$

$$W = w \cdot i_{\text{seismic}} = 0,78 \cdot 4 = 3,12 \text{ kN}$$

Considerando il coefficiente $q_a = 2$, l'azione sismica orizzontale agente sulla tubazione è

$$F_a = \frac{S_a}{q_a} \cdot W = \frac{S_a}{q_a} \cdot w \cdot i_{\text{seismic}}$$

dove i_{seismic} è la distanza tra supporti con controventi della stessa natura (per il caso in esame tra due supporti con controventi trasversali).

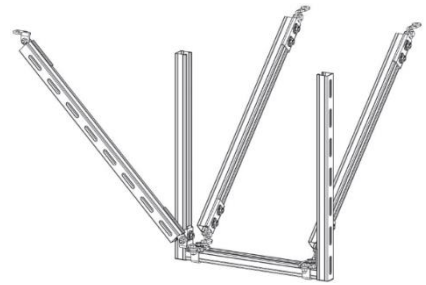
$$i_{\text{seismic}} = 2 \cdot i_{\text{static}} = 4 \text{ m}$$

Di conseguenza, l'azione sismica orizzontale che deve essere assorbita dalla struttura di sostegno controventata è pari a:

$$F_a = 0,09/2 \cdot W = 0,14 \text{ kN}$$

Azioni sui controventi sismici

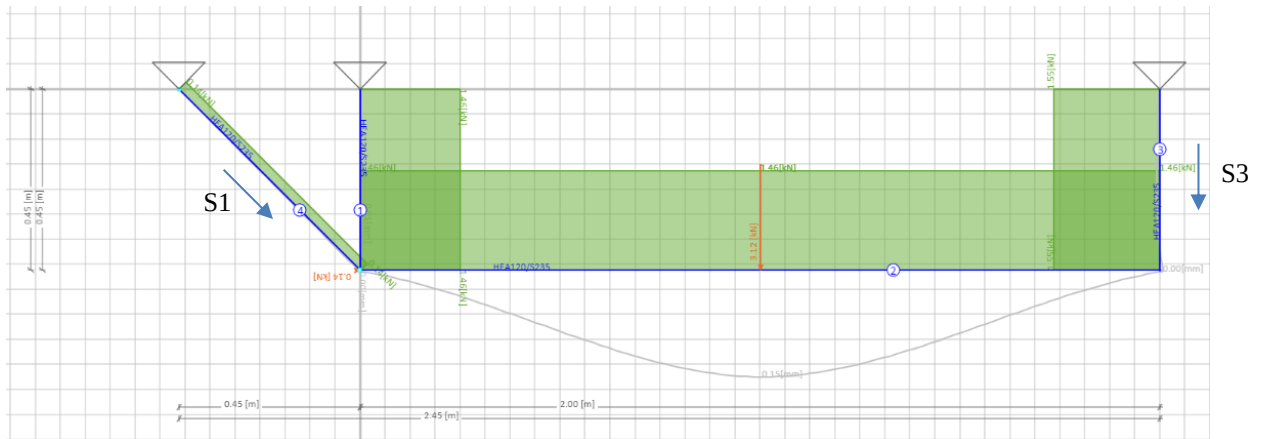
Nel caso di Trapezio con Binari a 4 vie, possiamo considerare lo schema strutturale seguente soggetto alle forze W e F_a ; da tale schema si determinano le azioni sismiche $S1$ e $S3$ rispettivamente agenti sul controvento 1 e sulle barre verticali:



EDIFICIO ISOLATO (Edificio A):

$$F_a = 0,14 \text{ kN}$$

$$W = 3,12 \text{ kN}$$



Risolvendo lo schema strutturale si deducono $S1$ e $S3$ che sono forze di trazione se maggiori di zero. Considerando $\alpha = 45^\circ$ si ottiene:

$$S1 = 0,14 \text{ kN}$$

$$S3 = 1,55 \text{ kN}$$

Considerando la forza sismica orizzontale $F_a = +0.14 \text{ kN}$, si ha che il controvento 1 è quindi soggetto ad una forza di trazione $S1$ pari a 0.14 kN , mentre sul binario verticale più sollecitato una forza di trazione $S3 = 1,55 \text{ kN}$.

EDIFICIO ESISTENTE IN CARPENTERIA METALLICA (Edificio B):

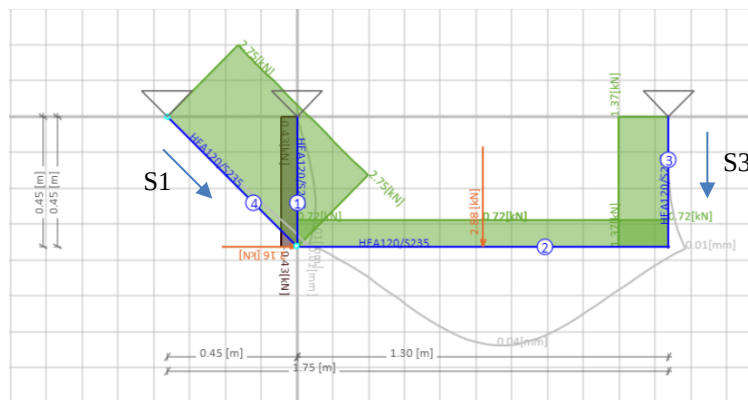
Elemento	N.	Peso/m unitario	Peso totale
Tubo in acciaio zincato Ø72/76 pieno d'acqua	1	10 Kg/m	10 Kg/m
Tubo in acciaio nero/inox Ø39/42 pieno d'acqua	6	5 Kg/m	30 Kg/m
Canali in poliuretano rivestiti in alluminio 300x200mm	2	1,5 Kg/m	3 Kg/m
Passarelle elettriche in acciaio zincato comprensivi di cavi elettrici	2	14,5 Kg/m	29 Kg/m
TOTALE (w)			72 Kg/m

Elemento	N.	Peso/m unitario		Peso totale
Peso binari MQ-41	2	2,08 Kg/m	0,45	1,87
Peso binari MQ-72D		7,08 Kg/m	1,30	9,20
Cerniere	4	0,25 Kg		1,00
TOTALE (P)				12,07 Kg

$$F_a = 1,50/2 * W = 2,16 \text{ kN}$$

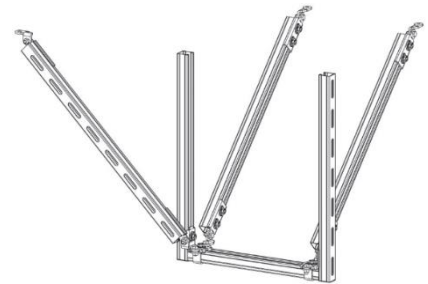
$$F_a = 2,16 \text{ kN}$$

$$W = 2,88 \text{ kN}$$



$$S1 = 2,75 \text{ kN}$$

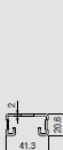
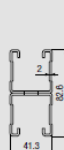
$$S3 = 1,37 \text{ kN}$$



Considerando la forza sismica orizzontale $F_a = +2.16 \text{ kN}$, si ha che il controvento 1 è quindi soggetto ad una forza di trazione $S1$ pari a 2.75 kN , mentre sul binario verticale una forza di trazione $S3 = 1,37 \text{ kN}$.

La staffa di controvento per assorbire le azioni orizzontali nelle due direzioni è costituita da profili in acciaio fissati al soffitto del tipo *Binario Hilti MQ-41* e da una trave orizzontale del tipo *Binario Hilti MQ-72*; di seguito si riportano i dati tecnici dei profili relativi ai binari previsti.

Dati tecnici binari MQ zincati a freddo

Definizione degli assi											
			MQ-21	MQ-41-L	MQ-41	MQ-41/3	MQ-72	MQ-21D	MQ-41D	MQ-52-72D	MQ-124XD
Spessore parete binario	t	[mm]	2,0	1,5	2,0	3,0	2,75	2,0	2,0	2,5/2,75	3,0
Area sezione trasversale	A	[mm ²]	182,12	199,57	267,75	375,88	527,55	372,33	545,97	916,19	1253,16
Peso binario		[kg/m]	1,44	1,60	2,08	2,91	4,10	2,90	4,19	7,08	9,84
Lunghezza di vendita		[m]	3/6	3/6	3/6	3/6	6	3/6	3/6	6	6
Materiale											
S 250 GD (DIN EN 10346)			●	●	●	●	●	●	●	●	●
Tensione ammissibile	σ_{amm}	[N/mm ²]	188,3	188,3	188,3	188,3	188,3	188,3	188,3	188,3	162,3
Modulo di elasticità E		[N/mm ²]	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
Superficie											
Zincatura sendzimir			●	●	●	●	●	●	●	●	●
Valore sezione trasversale											
Asse y											
Asse baricentrico da lato aperto ¹⁾	e ₁	[mm]	11,13	21,44	21,69	22,07	37,42	20,60	41,30	62,32	62,00
Asse baricentrico	e ₂	[mm]	9,47	19,86	19,61	19,23	34,58	20,60	41,30	61,68	62,00
Momento d'inerzia	I _y	[cm ⁴]	0,99	4,48	5,88	7,70	30,99	5,26	32,36	121,06	190,88
Momento resistente lato aperto	W _{y1}	[cm ³]	0,89	2,09	2,71	3,49	8,28	2,55	7,83	19,42	30,79
Momento resistente	W _{y2}	[cm ³]	1,05	2,25	3,00	4,00	8,96	2,55	7,83	19,63	30,79
Raggio d'inerzia	i _y	[cm]	0,74	1,50	1,48	1,43	2,42	1,19	2,44	3,64	3,90
Momento ammissibile ²⁾	M _y	[Nm]	168	394	511	657	1560	480	1475	3658	4999
Asse z											
Momento d'inerzia	I _z	[cm ⁴]	4,63	5,90	7,69	10,79	15,89	9,25	15,41	27,08	32,07
Momento resistente	W _z	[cm ³]	2,24	2,86	3,72	5,23	7,70	4,48	7,46	13,11	15,53
Raggio d'inerzia	i _z	[cm]	1,59	1,72	1,69	1,70	1,74	1,58	1,68	1,72	1,60

Sceita binari:

- I dati indicati sono basati su trave a campata unica soggetta a carico singolo F (kN) agente al centro della campata, L/2.
- Se diversi carichi agiscono su una trave a campata singola, possono essere sommati e trattati come carico singolo agente sul centro della campata (→ **tabella per la scelta del profilo**).
- Con le lunghezze massime di campata indicata L (cm), non sono sorpassate la sollecitazione massima dell'acciaio e la freccia massima L/200.
- La tensione ammissibile è data dalla formula $\sigma_{amm} = \sigma_s / \gamma_{sQ}$ con $\gamma = 1,4$; σ_s risulta dall'aumentato limite di snervamento valido per foggatura a freddo secondo EN 1993-1-3:2010: $\sigma_s = f_{yk} / \gamma_M$ con $\gamma_M = 1,1$.

¹⁾ Per calcolare l'inflessione utilizzare il valore più piccolo (W_{y1}, W_{y2}) (W_{y1} = I_y/e₁ risp. W_{y2} = I_y/e₂)

²⁾ Momento ammissibile M_y = $\sigma_{amm} \cdot \min. (W_{y1}, W_{y2})$

Dagli schemi di sopra si ha che il max momento in mezzzeria risulta di 0.56 kNm=560 Nm, il cui valore risulta compatibile con il profilo scelto MQ-72D (vedi scheda tecnica – Momento ammissibile).

Per quanto riguarda i tasselli, si ha che il max sforzo di trazione che deve essere assorbito nell'attacco con il solaio deve essere > di F=1,44 kN.

7.2 VERIFICA ATTREZZATURE IMPIANTISTICHE

Il progetto prevede la presenza di elementi impiantistici ubicate in copertura; tra i più significativi si segnalano:

- Pompe di calore
- Unità trattamento aria Roof Top

A seguire si riportano le verifiche di tali elementi impiantistici posti sulla copertura sia dell'edificio A (isolato alla base) e sia dell'edificio B.

A. EDIFICIO A ISOLATO

Pompe di calore

In copertura dell'edificio A è previsto il fissaggio di due pompe di calore, ciascuna di peso pari a 14 kN e dimensioni 1,1 x 4,0 x 1,9 m. La pompa di calore sarà soggetta alle forze sismiche nelle due direzioni (Ex e Ey) e al peso proprio del macchinario (G), secondo le seguenti combinazioni:

combinazione sismica in direzione "x" $G \pm E_x \pm 0.3 E_y$

combinazione sismica in direzione "y" $G \pm 0.3 E_x \pm E_y$

La forza sismica orizzontale potrà essere determinata dai seguenti dati:

Edificio isolato:

$S_a=0.09$

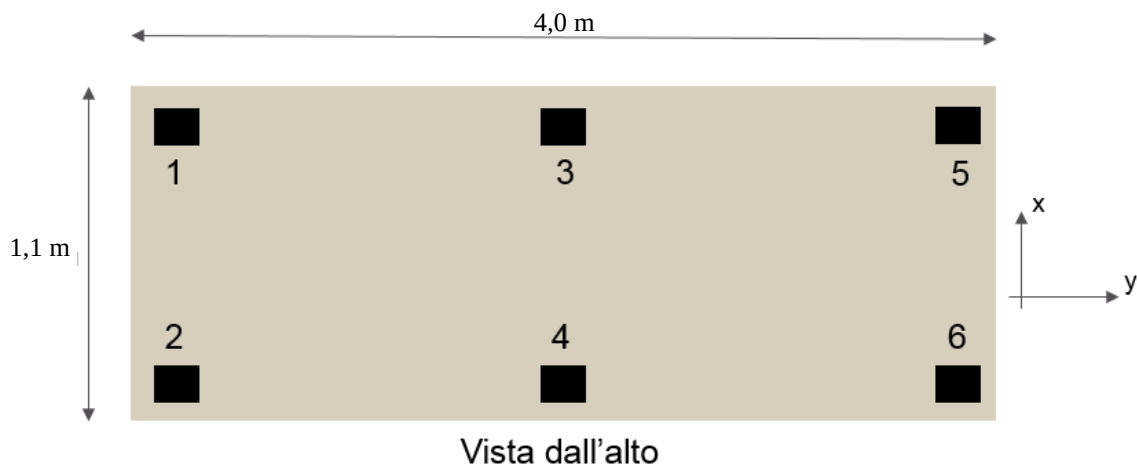
$q_a=1$ (fattore di struttura per elemento non-strutturale non controventato)

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

$$F_a = 0.09 \cdot 14 / 1 = 1.26 \text{ kN}$$

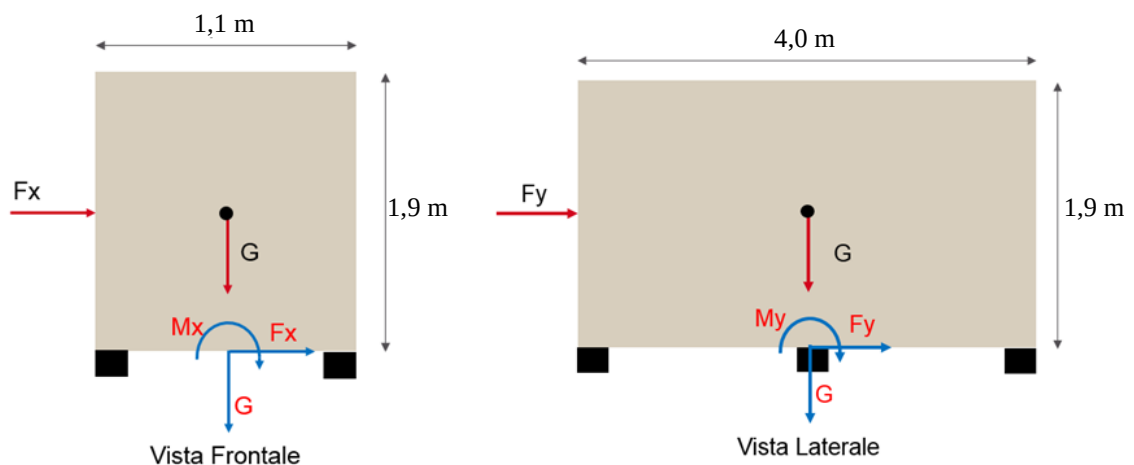
Le forze alla base della pompa di calore

Determinate le forze orizzontali agenti sull'unità di raffreddamento e il peso dello stesso, si determinano le forze di vincolo considerando le seguenti geometrie dell'unità di raffreddamento e 6 punti di appoggio, rappresentate da 6 piastre di dimensioni 120×120 mm.



Vista dall'alto

Le azioni applicate nel baricentro della pompa di calore generano delle reazioni alla base come riportato di seguito



$$G = 14 \text{ kN}$$

$$F_x = 1,26 \text{ kN}$$

$$F_y = 0,3 \times 1,26 \text{ kN} = 0,378 \text{ kN}$$

$$M_x = 1,26 \text{ kN} \times 0,95\text{m} = 1,20 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0,378 \text{ kN} \times 0,95\text{m} = 0,36 \text{ kNm}$$

Attraverso questi dati è possibile definire le azioni agenti sulle piastre nelle 8 combinazioni di carico:

combinazione sismica in direzione "x" $G \pm E_x \pm 0,3 E_y$

combinazione sismica in direzione "y" $G \pm 0,3 E_x \pm E_y$

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,69	0,21	0,06
2		-1,88	0,21	0,06
3		-2,74	0,21	0,06
4		-1,93	0,21	0,06
5		-2,79	0,21	0,06
6		-1,97	0,21	0,06

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,30	0,06	0,21
2		-2,06	0,06	0,21
3		-2,46	0,06	0,21
4		-2,21	0,06	0,21
5		-2,61	0,06	0,21
6		-2,37	0,06	0,21

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,79	0,21	-0,06
2		-1,97	0,21	-0,06
3		-2,74	0,21	-0,06
4		-1,93	0,21	-0,06
5		-2,69	0,21	-0,06
6		-1,88	0,21	-0,06

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,61	0,06	-0,21
2		-2,37	0,06	-0,21
3		-2,46	0,06	-0,21
4		-2,21	0,06	-0,21
5		-2,30	0,06	-0,21
6		-2,06	0,06	-0,21

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-1,88	-0,21	0,06
2		-2,69	-0,21	0,06
3		-1,93	-0,21	0,06
4		-2,74	-0,21	0,06
5		-1,97	-0,21	0,06
6		-2,79	-0,21	0,06

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,06	-0,06	0,21
2		-2,30	-0,06	0,21
3		-2,21	-0,06	0,21
4		-2,46	-0,06	0,21
5		-2,37	-0,06	0,21
6		-2,61	-0,06	0,21

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-1,97	-0,21	-0,06
2		-2,79	-0,21	-0,06
3		-1,93	-0,21	-0,06
4		-2,74	-0,21	-0,06
5		-1,88	-0,21	-0,06
6		-2,69	-0,21	-0,06

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,37	-0,06	-0,21
2		-2,61	-0,06	-0,21
3		-2,21	-0,06	-0,21
4		-2,46	-0,06	-0,21
5		-2,06	-0,06	-0,21
6		-2,30	-0,06	-0,21

Con questi carichi le piastre più sollecitate a trazione risultano le piastre numero 1, 2, 5 e 6 con un carico di 2,79kN. Nel caso in oggetto il sistema di ancoraggio è ampiamente verificato utilizzando, su ogni singola piastra, 4 tasselli meccanici (HST3) qualificato per applicazioni sismiche nella categoria ETA C2.

Roof Top

In copertura dell'edificio A è previsto il fissaggio di due unità Roof Top, ciascuna di peso pari a 15 kN e dimensioni 1,90 x 3,40 x 2,06 m. Ciascuna unità sarà soggetta alle forze sismiche nelle due direzioni (E_x e E_y) e al peso proprio del macchinario (G), secondo le seguenti combinazioni:

combinazione sismica in direzione "x": $G \pm E_x \pm 0.3 E_y$

combinazione sismica in direzione "y": $G \pm 0.3 E_x \pm E_y$

La forza sismica orizzontale potrà essere determinata dai seguenti dati:

Edificio isolato:

$S_a=0.09$

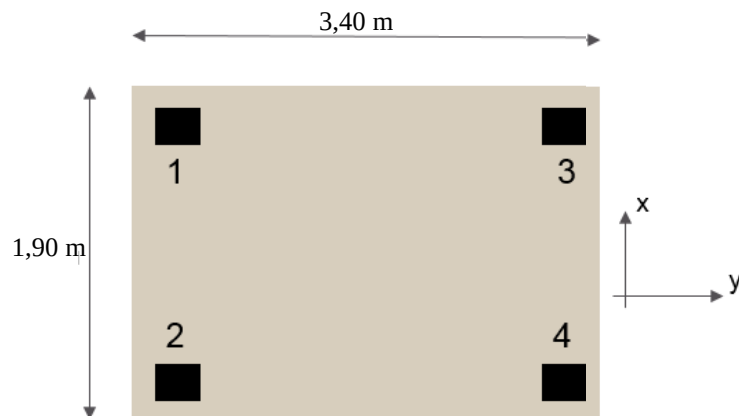
$q_a=1$ (fattore di struttura per elemento non-strutturale non controventato)

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

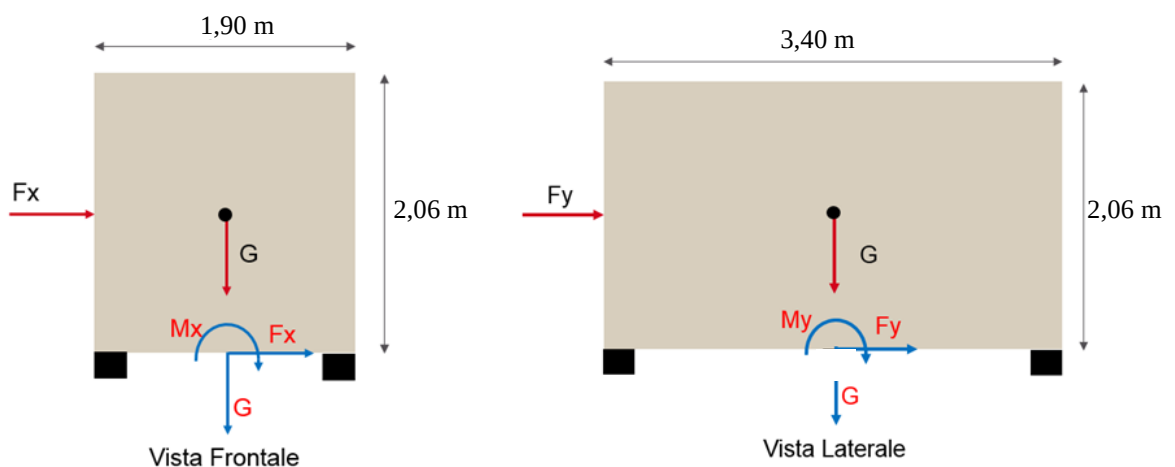
$$F_a = 0.09 \cdot 15 / 1 = 1.35 \text{ kN}$$

Le forze alla base della unità Roof Top

Determinate le forze orizzontali agenti sull'unità e il peso dello stesso, si determinano le forze di vincolo considerando le seguenti geometrie dell'unità di raffreddamento e 4 punti di appoggio, rappresentate da 4 piastre di dimensioni 120x120 mm.



Le azioni applicate nel baricentro della pompa di calore generano delle reazioni alla base come riportato di seguito



$$G = 15 \text{ kN}$$

$$F_x = 1.35 \text{ kN}$$

$F_y = 0,3 \times 1,35 \text{ kN} = 0,405 \text{ kN}$
 $M_x = 1,35 \text{ kN} \times 1,03\text{m} = 1,39 \text{ kNm}$
 $M_y = 0,405 \text{ kN} \times 1,03\text{m} = 0,42 \text{ kNm}$

Attraverso questi dati è possibile definire le azioni agenti sulle piastre nelle 8 combinazioni di carico:

combinazione sismica in direzione "x" $G \pm E_x \pm 0,3 E_y$

combinazione sismica in direzione "y" $G \pm 0,3 E_x \pm E_y$

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,70	0,34	0,10
2		-2,18	0,34	0,10
3		-2,82	0,34	0,10
4		-2,30	0,34	0,10

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,37	0,10	0,34
2		-2,21	0,10	0,34
3		-2,79	0,10	0,34
4		-2,63	0,10	0,34

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,82	0,34	-0,10
2		-2,30	0,34	-0,10
3		-2,70	0,34	-0,10
4		-2,18	0,34	-0,10

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,79	0,10	-0,34
2		-2,63	0,10	-0,34
3		-2,37	0,10	-0,34
4		-2,21	0,10	-0,34

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,18	-0,34	0,10
2		-2,70	-0,34	0,10
3		-2,30	-0,34	0,10
4		-2,82	-0,34	0,10

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,21	-0,10	0,34
2		-2,37	-0,10	0,34
3		-2,63	-0,10	0,34
4		-2,79	-0,10	0,34

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,30	-0,34	-0,10
2		-2,82	-0,34	-0,10
3		-2,18	-0,34	-0,10
4		-2,70	-0,34	-0,10

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,63	-0,10	-0,34
2		-2,79	-0,10	-0,34
3		-2,21	-0,10	-0,34
4		-2,37	-0,10	-0,34

Con questi carichi, le piastre, nelle combinazioni più penalizzanti, sono soggette ad un carico di trazione pari a 2,82kN. Nel caso in oggetto il sistema di ancoraggio è ampiamente verificato utilizzando, su ogni singola piastra, 4 tasselli meccanici (HST3) qualificato per applicazioni sismiche nella categoria ETA C2.

B. EDIFICIO B

In copertura dell'edificio B è previsto il fissaggio di due coppie di pompe di calore, MVAM 2800T + MVAM 4000T, di peso rispettivamente pari a 233 kg e 346 kg. A vantaggio di sicurezza si verifica solo il modello più pesante.

La pompa ha dimensioni 0,77 x 1,35 x 1,61 m. La pompa di calore sarà soggetta alle forze sismiche nelle due direzioni (Ex e Ey) e al peso proprio del macchinario (G), secondo le seguenti combinazioni:

combinazione sismica in direzione "x" $G \pm Ex \pm 0.3 Ey$

combinazione sismica in direzione "y" $G \pm 0.3 Ex \pm Ey$

Edificio B:

$S_a=1.50$

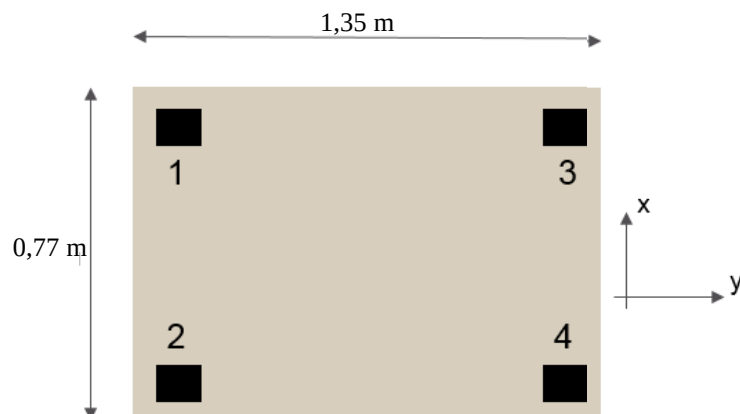
$q_a=1$ (fattore di struttura per elemento non-strutturale non controventato)

$$F_a=(S_a W_a)/q_a$$

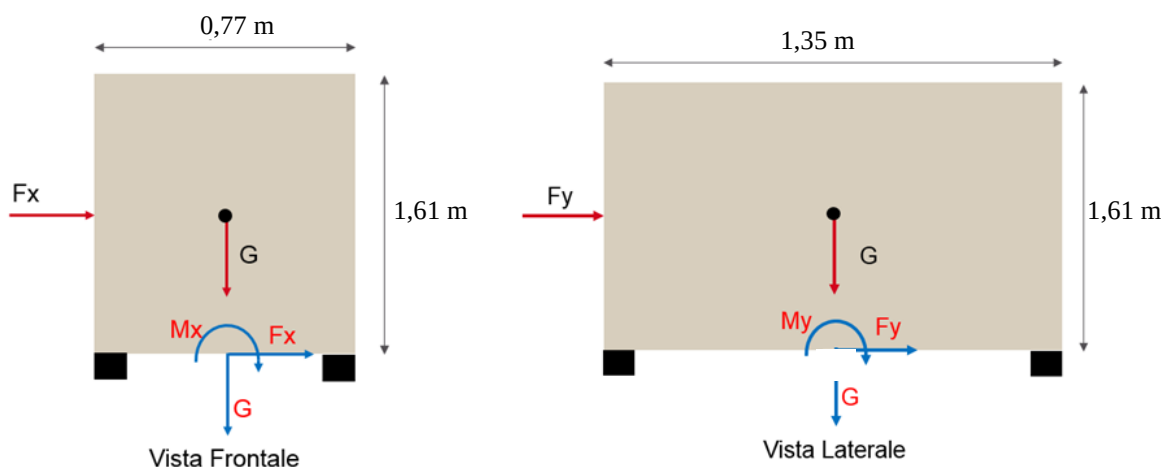
$$F_a=1.50 \cdot 3.5/1=5.25 \text{ kN}$$

Le forze alla base della pompa di calore

Determinate le forze orizzontali agenti sull'unità di raffreddamento e il peso dello stesso, si determinano le forze di vincolo considerando le seguenti geometrie dell'unità di raffreddamento e 4 punti di appoggio, rappresentate da 4 piastre di dimensioni 120×120 mm.



Le azioni applicate nel baricentro della pompa di calore generano delle reazioni alla base come riportato di seguito



$$G = 3.5 \text{ kN}$$

$$F_x = 5.25 \text{ kN}$$

$$F_y = 0,3 \times 5,25 \text{ kN} = 1,58 \text{ kN}$$

$$M_x = 5,25 \text{ kN} \times 0,81 \text{ m} = 4,25 \text{ kNm}$$

$$M_y = 1,58 \text{ kN} \times 0,81 \text{ m} = 1,28 \text{ kNm}$$

Attraverso questi dati è possibile definire le azioni agenti sulle piastre nelle 8 combinazioni di carico:

combinazione sismica in direzione "x" $G \pm E_x \pm 0,3 E_y$

combinazione sismica in direzione "y" $G \pm 0,3 E_x \pm E_y$

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-3,61	1,31	0,39
2		2,89	1,31	0,39
3		-4,64	1,31	0,39
4		1,86	1,31	0,39

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-0,13	0,39	1,31
2		1,82	0,39	1,31
3		-3,57	0,39	1,31
4		-1,62	0,39	1,31

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-4,64	1,31	-0,39
2		1,86	1,31	-0,39
3		-3,61	1,31	-0,39
4		2,89	1,31	-0,39

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-3,57	0,39	-1,31
2		-1,62	0,39	-1,31
3		-0,13	0,39	-1,31
4		1,82	0,39	-1,31

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		2,89	-1,31	0,39
2		-3,61	-1,31	0,39
3		1,86	-1,31	0,39
4		-4,64	-1,31	0,39

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		1,82	-0,39	1,31
2		-0,13	-0,39	1,31
3		-1,62	-0,39	1,31
4		-3,57	-0,39	1,31

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		1,86	-1,31	-0,39
2		-4,64	-1,31	-0,39
3		2,89	-1,31	-0,39
4		-3,61	-1,31	-0,39

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-1,62	-0,39	-1,31
2		-3,57	-0,39	-1,31
3		1,82	-0,39	-1,31
4		-0,13	-0,39	-1,31

Con questi carichi, le piastre, nelle combinazioni più penalizzanti, sono soggette ad un carico di trazione pari a 4,64kN. Nel caso in oggetto il sistema di ancoraggio è ampiamente verificato utilizzando, su ogni singola piastra, 4 tasselli meccanici (HST3) qualificato per applicazioni sismiche nella categoria ETA C2.

Roof Top

In copertura dell'edificio B è previsto il fissaggio di una unità Roof Top, di peso pari a 5,6 kN e dimensioni 1,85 x 1,90 x 1,41 m. L'unità sarà soggetta alle forze sismiche nelle due direzioni (Ex e Ey) e al peso proprio del macchinario (G), secondo le seguenti combinazioni:

combinazione sismica in direzione "x": $G \pm E_x \pm 0,3 E_y$

combinazione sismica in direzione "y": $G \pm 0.3 E_x \pm E_y$

La forza sismica orizzontale potrà essere determinata dai seguenti dati:

Edificio B:

$S_a=1.50$

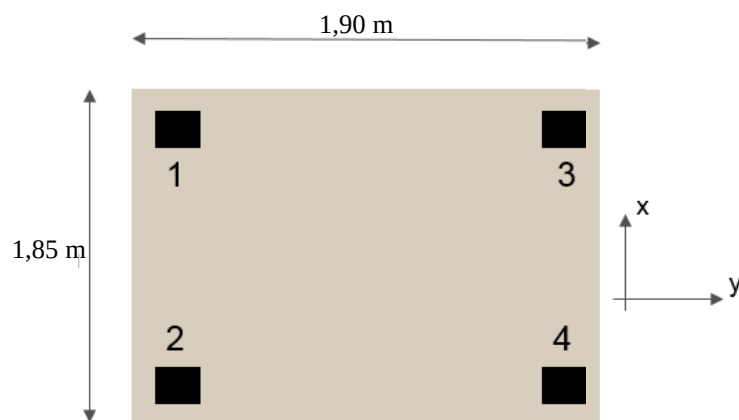
$q_a=1$ (fattore di struttura per elemento non-strutturale non controventato)

$$F_a=(S_a W_a)/q_a$$

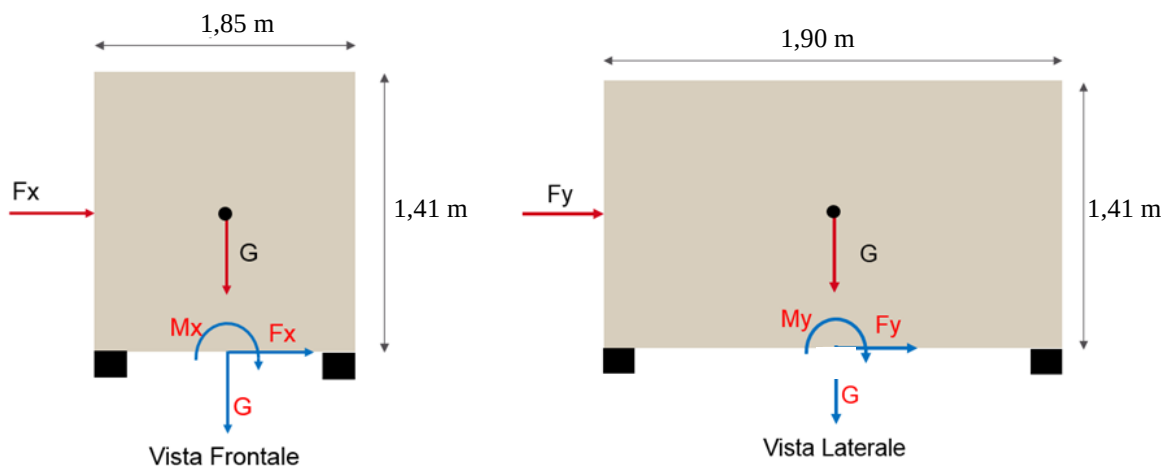
$$F_a=1.50 \times 5,6/1=8.4 \text{ kN}$$

Le forze alla base della unità Roof Top

Determinate le forze orizzontali agenti sull'unità e il peso dello stesso, si determinano le forze di vincolo considerando le seguenti geometrie dell'unità di raffreddamento e 4 punti di appoggio, rappresentate da 4 piastre di dimensioni 120×120 mm.



Le azioni applicate nel baricentro della pompa di calore generano delle reazioni alla base come riportato di seguito



$$G = 5.6 \text{ kN}$$

$$F_x = 8.4 \text{ kN}$$

$$F_y = 0,3 \times 8.4 \text{ kN} = 2,52 \text{ kN}$$

$$M_x = 8.4 \text{ kN} \times 0.70 \text{ m} = 5,92 \text{ kNm}$$

$$M_y = 2,52 \text{ kN} \times 0.70 \text{ m} = 1,78 \text{ kNm}$$

Attraverso questi dati è possibile definire le azioni agenti sulle piastre nelle 8 combinazioni di carico:

combinazione sismica in direzione "x" $G \pm E_x \pm 0.3 E_y$
 combinazione sismica in direzione "y" $G \pm 0.3 E_x \pm E_y$

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,61	2,10	0,63
2		0,81	2,10	0,63
3		-3,61	2,10	0,63
4		-0,19	2,10	0,63

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-3,61	2,10	-0,63
2		-0,19	2,10	-0,63
3		-2,61	2,10	-0,63
4		0,81	2,10	-0,63

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-0,25	0,63	2,10
2		0,78	0,63	2,10
3		-3,58	0,63	2,10
4		-2,55	0,63	2,10

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-3,58	0,63	-2,10
2		-2,55	0,63	-2,10
3		-0,25	0,63	-2,10
4		0,78	0,63	-2,10

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		0,81	-2,10	0,63
2		-2,61	-2,10	0,63
3		-0,19	-2,10	0,63
4		-3,61	-2,10	0,63

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		0,78	-0,63	2,10
2		-0,25	-0,63	2,10
3		-2,55	-0,63	2,10
4		-3,58	-0,63	2,10

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-0,19	-2,10	-0,63
2		-3,61	-2,10	-0,63
3		0,81	-2,10	-0,63
4		-2,61	-2,10	-0,63

PIASTRA		N	Tx	Ty
		[kN]	[kN]	[kN]
1		-2,55	-0,63	-2,10
2		-3,58	-0,63	-2,10
3		0,78	-0,63	-2,10
4		-0,25	-0,63	-2,10

Con questi carichi, le piastre, nelle combinazioni più penalizzanti, sono soggette ad un carico max di trazione pari a 3,61kN. Nel caso in oggetto il sistema di ancoraggio è ampiamente verificato utilizzando, su ogni singola piastra, 4 tasselli meccanici (HST3) qualificato per applicazioni sismiche nella categoria ETA C2.

7.3 CORPI ILLUMINANTI

Per i corpi illuminanti è necessario prevedere ed adottare tutti gli accorgimenti tecnici necessari a ridurre il rischio sismico derivante dalla vulnerabilità delle apparecchiature elettriche e di diffusione sonora collocate a filo controsoffitto e/o fissate a solaio, come plafoniere, diffusori sonori, ecc... Per questi elementi si potranno utilizzare diversi sistemi di fissaggio costituiti da: dispositivi di bloccaggio in acciaio inox., cavi metallici e diversi terminali di ancoraggio, cavi in acciaio forte, ma flessibile, dispositivi di bloccaggio per diverse applicazioni ed esigenze di carico, terminali di ancoraggio per vari tipi di fissaggi strutturali.



Opere di fissaggio componenti ed elementi non strutturali necessari a ridurre il rischio sismico

Occorre prevedere ed adottare tutti gli accorgimenti tecnici necessari a ridurre il rischio sismico derivante dalla vulnerabilità degli elementi non strutturali utilizzando un sistema di un supporto universale, costituito da: dispositivo di bloccaggio in acciaio inox., cavo metallico e diversi terminali di ancoraggio, cavo in acciaio forte, ma flessibile, dispositivi di bloccaggio per diverse applicazioni ed esigenze di carico, terminali di ancoraggio per vari tipi di fissaggi strutturali. Il sistema deve garantire la sospensione di oggetti leggeri, canalizzazioni, componenti, cartellonistica e tubi.

Gli ancoraggi saranno eseguiti con materiali certificati dal costruttore secondo le linee guida europee ETAG 001 allegato E per la categoria sismica ETA C2.

Il sistema deve garantire la sospensione di oggetti leggeri, canalizzazioni, componenti, cartellonistica e tubi.

In particolare, per quanto riguarda gli impianti elettrici, si evidenzia la necessità di garantire la stabilità delle apparecchiature poste sui controsoffitti: corpi illuminanti (plafoniere e faretti), diffusori sonori, ecc..

Tutti i corpi illuminanti dovranno essere autoportanti dotati di una propria controventatura indipendente dal controsoffitto al fine di ridurre i fenomeni di martellamento causati da oscillazioni a pendolo di intensità diverse indotte dal moto sismico.

Per i faretti e i diffusori sonori si provvederà all'ancoraggio al soffitto tramite singolo cavetto, mentre per le plafoniere si dovranno posare quattro cavetti in controventatura, sempre ancorati al soffitto.

Il fissaggio dovrà essere realizzato tramite tasselli idoneo al solaio in cui andrà posato.

La posa dovrà essere corredata di certificazione di corretta posa e tenuta.

Nel caso di corpi illuminanti costituiti da pannelli LED e considerando il peso proprio di 4 kg, si ha che tale elemento è soggetto alle seguenti forze:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

$$W_a$$

dove:

F_a forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole

W_a peso dell'elemento

S_a accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrispondente allo stato limite in esame

q_a fattore di struttura dell'elemento

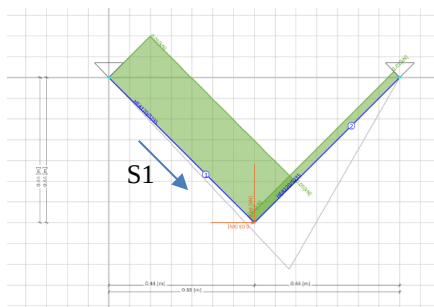
EDIFICIO ISOLATO (Edificio A)

$$F_a = 0,09/2 * 0,04 = 0,0018 \text{ kN}$$

Nell'edificio A, considerando un ancoraggio del pannello led utilizzando 4 cavi con inclinazione a 45° , la forza di trazione sul singolo cavo in acciaio risulta pari a $S1=0,03/2=0,015\text{kN}$

EDIFICIO ESISTENTE IN CARPENTERIA METALLICA (Edificio B)

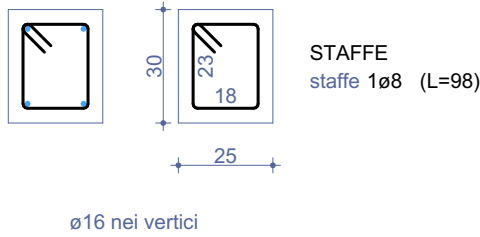
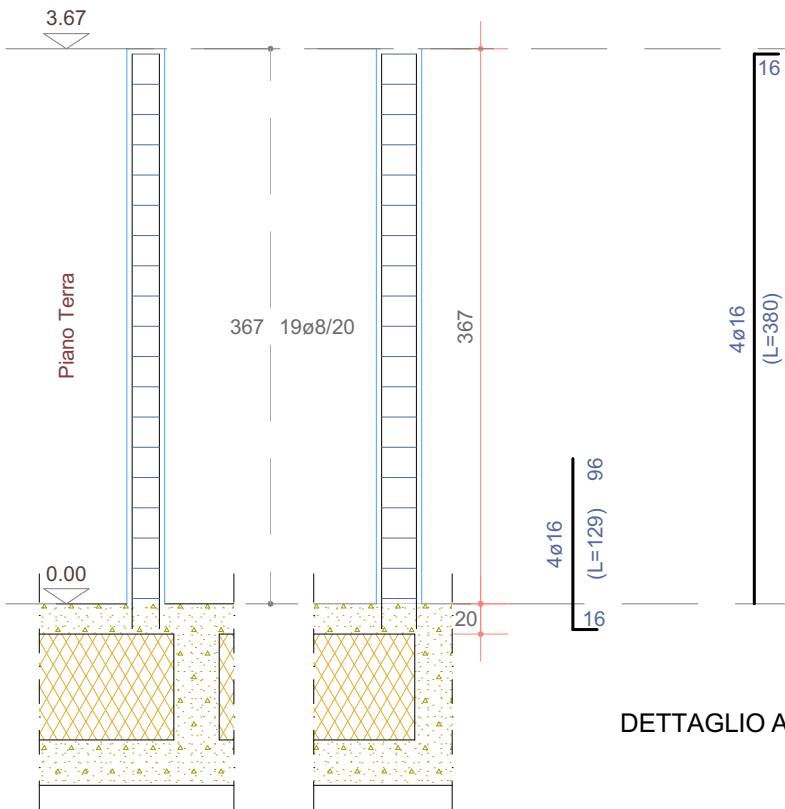
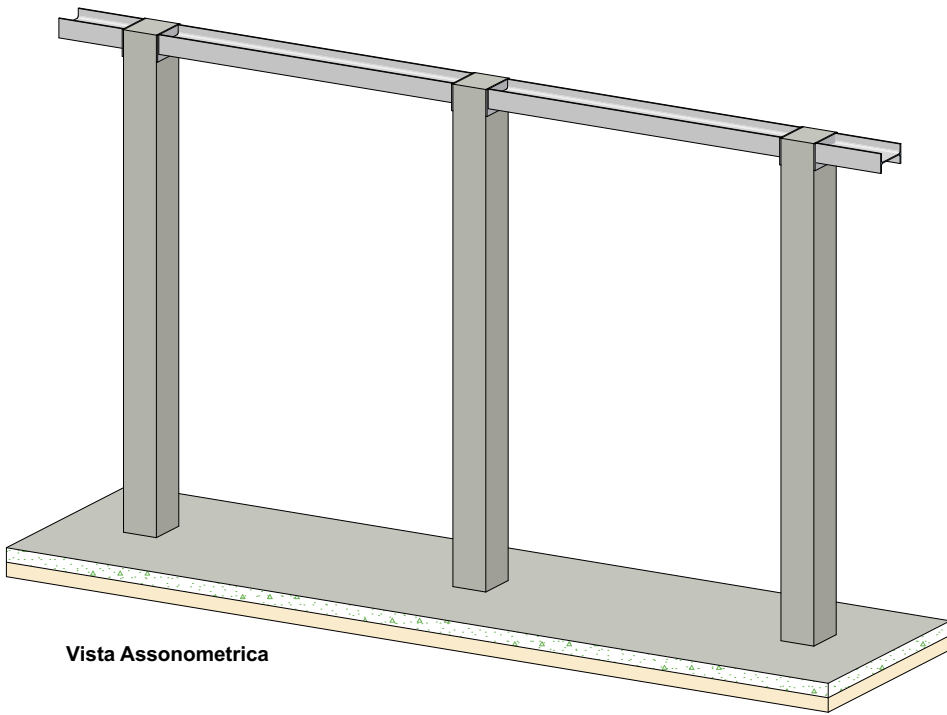
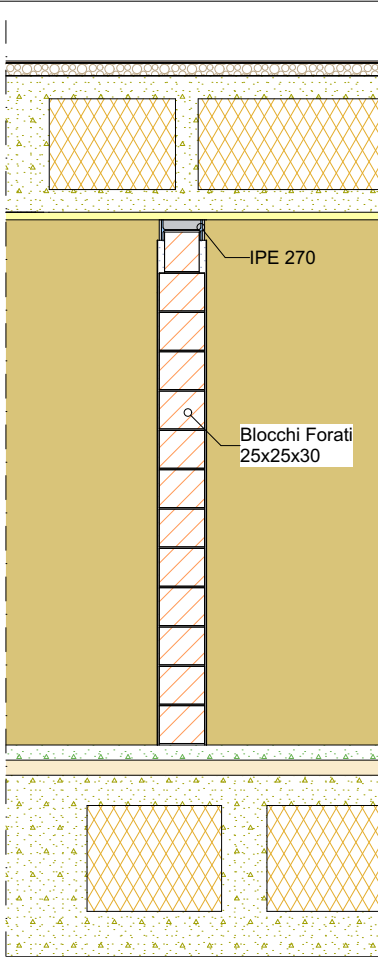
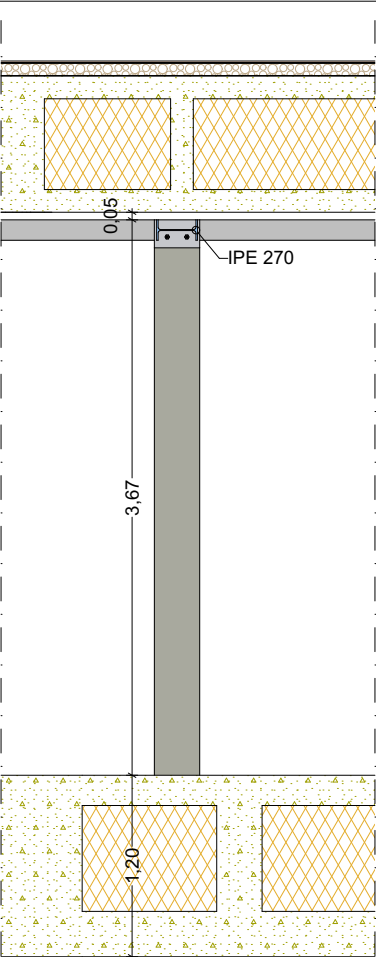
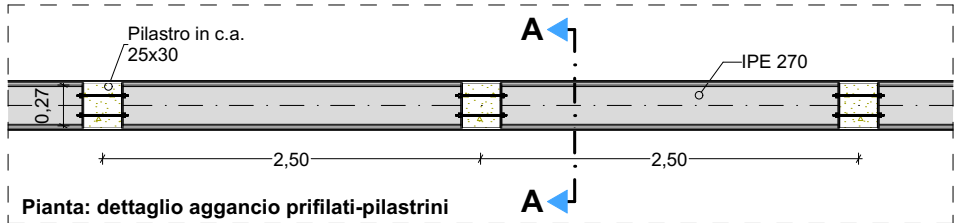
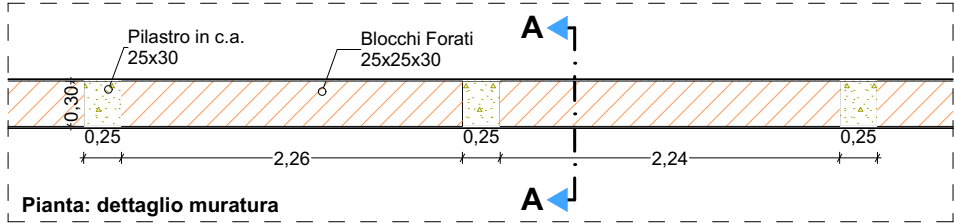
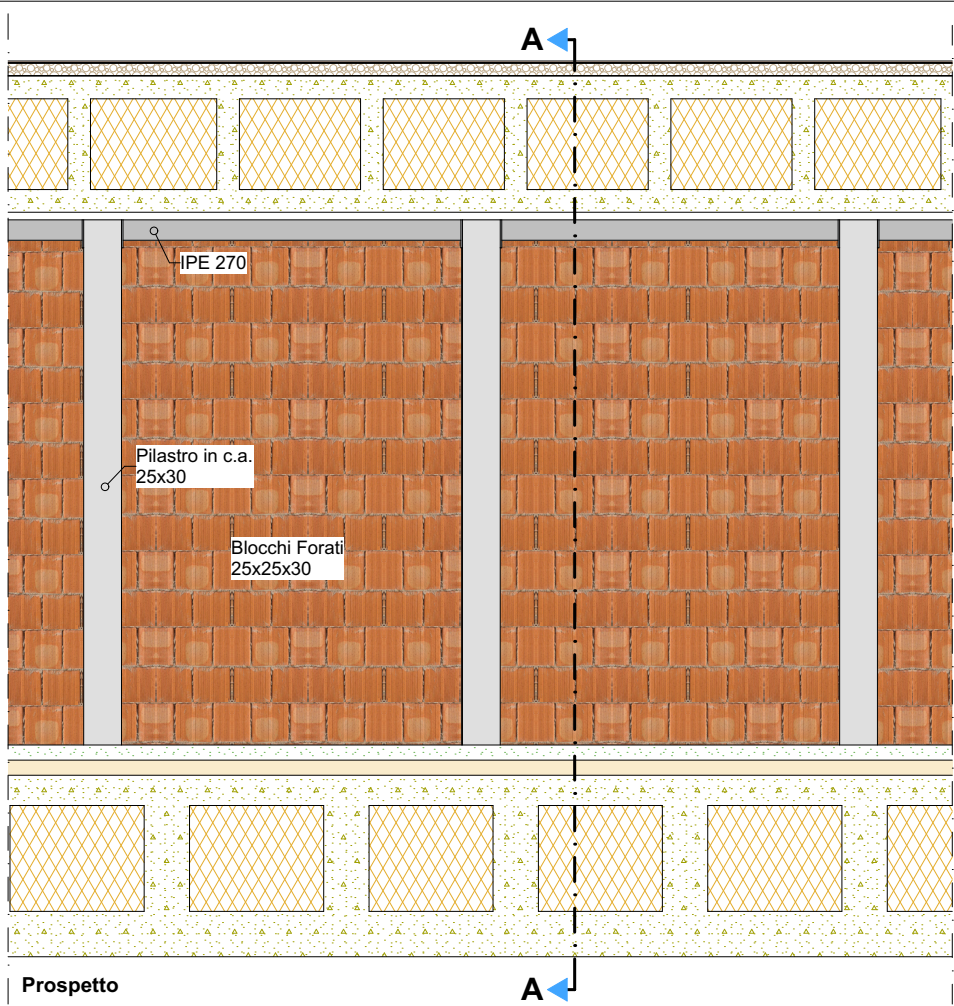
$$F_a = 1,50/2 * 0,04 = 0,03 \text{ kN}$$



Nell'edificio B, nel quale l'azione sismica è maggiore, considerando un ancoraggio del pannello led utilizzando 4 cavi con inclinazione a 45° , la forza di trazione sul singolo cavo in acciaio risulta pari a $S1=0,05/2=0,025\text{kN}$

Per quanto riguarda i tasselli, si ha che il max sforzo di trazione che deve essere assorbito nell'attacco con il solaio dal singolo tassello deve essere $>$ di $F=0,025 \text{ kN}$.

PARTICOLARI PILASTRINI RINFORZO PARETI PIANO TERRA - EDIFICIO A - SCALA 1:50



ø16 nei vertici