AREA GESTIONE EDILIZIA

SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

PROGETTO DEFINITIVO

Restauro e Risanamento Conservativo



Interventi di recupero e valorizzazione dell'area denominata Borghetto Flaminio

Edificio ex Atac (Via Mariano Fortuny - Roma)

SCALA:	ELABORATO:	N° TAVOLA ST-RC
	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	DATA 04-2015 / REV 01

R.U.P.:
arch. Claudio De Angelis

PROGETTISTA IMPIANTI ELETTRICI, SPECIALI E MECCANICI:
ing. Paolo Sodani

COLLABORATORI INTERNI:
arch. Alessia Passaretta
geom. Giovanni Perrotti

PROGETTISTA DEFINITIVO E STRUTTURALE COORDINATORE DELLA PROGETTAZIONE:
arch. Giuseppe Luciani

DIRETTORE:
arch. Paola Di Bisceglie

SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA PER L'INSERIMENTO URBANISTICO:
arch. Giuseppe Rebecchini
SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE:
ing. arch. Giovanni Morabito
SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI ELETTRICI SPECIALI E MECCANICI:
arch. Francesco Guglielmi

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
LENZI CONSULTANT S.r.l.
arch. Braccio Oddi Baglioni
architettura urbanisti cades ign

SAPIENZA
UNIVERSITA' DI ROMA

PROGETTO DEFINITIVO

INTERVENTI DI RECUPERO E VALORIZZAZIONE DELL'AREA DENOMINATA BORGHETTO FLAMINIO
EDIFICIO EX ATAC (VIA MARIANO FORTUNY - ROMA)

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

INDICE

1. Generalità
2. Caratteristiche del fabbricato e delle strutture
3. Descrizione degli interventi
4. Caratteristiche delle strutture di fondazione
5. Indagini geognostiche
6. Indagine sismica
   6.1 Studio di Risposta Sismica locale RSL
   6.2 Verifica a liquefazione
7. Inquadramento idrogeologico
8. Parametri geotecnici di riferimento – Relazione geotecnica e sulle fondazioni
9. Materiali
   9.1 Protezione al fuoco ed alla corrosione
10. Normativa di riferimento
11. Analisi delle azioni sulla struttura
    - 11.1 Peso proprio della struttura
    - 11.2 Carichi accidentali di esercizio
    - 11.3 Sollecitazioni sismiche
    - 11.4 Neve
    - 11.5 Vento
    - 11.6 Carichi accidentali di esercizio
    - 11.7 Definizione dei carichi agenti sulla struttura
    - 11.8 Analisi dei carichi solai
    - 11.9 Coefficienti di combinazione per le verifiche strutturali
    - 11.10 Combinazioni di carico
12. Verifiche di resistenza
    - 12.2 Generalità
    - 12.3 Verifiche fondazioni
    - 12.4 Verifica capriata di copertura

13 Ottemperanza al cap. 10 NTC 2008
   - 13.1 Caratteristiche generali (punto 10.1)
   - 13.2 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo (punto 10.2)

14 Tabulati di calcolo

1. Generalità

La presente relazione riguarda le opere strutturali relative al progetto di recupero dell'ex deposito ATAC in via Flaminia a Roma, per la realizzazione di nuove aule universitarie per la Facoltà di Architettura dell'Univesità degli studi di Roma "La Sapienza"..

Il progetto ricade nel comune di ROMA (RM), municipio II, in zona dichiarata sismica classificata di categoria 3A, ai sensi della recente normativa (nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio) , entrata in vigore con la D.G.R. del Lazio n° 387 del 22.05.2009 ed integrata dalla rettifica riportata con D.G.R. n.835 del 3.11.2009;

Gli interventi saranno realizzati in ottemperanza alle prescrizioni di normativa vigenti (D.M. 14/01/2008 e relativa circolare ministeriale Circ. 617/2009, di seguito citati come NTC 2008) ed alla classificazione sismica vigente per la zona in esame.

La classe d'uso prevista è la III, secondo NTC 2008 " Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi con riferimento ad eventuale collasso". Gli interventi sono classificabili come interventi di miglioramento sismico (§ 8.4.2, NTC 2008) .

2. Caratteristiche del fabbricato e delle strutture

Il fabbricato è situato all'incrocio tra l'inizio di via Flaminia vicino a piazzale Flaminio e via Fortuny. L'edificio principale è un vecchio capannone industriale a forma rettangolare molto allungata ad un solo livello, dalla parte di via Flaminia il capannone principale è affiancato da un'altra costruzione sempre ad un livello che ne prosegue il prospetto sulla strada. Invece dalla parte opposta il capannone si conclude con una parte a due livelli e copertura piana. Il capannone è composto da murature perimetrali in blocchi di tufo e ricorsi di mattoni, la copertura, quasi completamente crollata è formata da travi metalliche poggiate al centro su una serie di pilastri in muratura. La parte a due livelli è più tradizionale, sempre con muratura portante in tufo e malta pozzolanica, con ricorsi di mattoni, ma con solai piani in ferro e laterizi.

Nella parte di edificio accanto al capannone principale, sempre ad un piano e prospiciente su via Flaminia, sono presenti alcuni locali sempre in muratura portante con coperture piane di ferro e voltine di mattoni ed un altro piccolo capannone con copertura lignea a capriate, questa parte di edificio non sarà oggetto di questo intervento.

Le strutture, sia verticali che orizzontali risultano molto degradate e fatiscenti, se non addirittura crollate, anche perché i locali sono stati abbandonati da molto tempo. Le murature presentano molte lesioni, le parti terminali di queste sono molto degradate a causa delle infiltrazioni di acqua che ne hanno dilavato la malta e deteriorato i blocchi di tufo. Le parti metalliche delle coperture e dei solai sono corrose dalla ruggine in alcuni casi fino alla diminuzione sostanziale delle sezioni. Sia per i crolli avvenuti, che per il degrado, le strutture orizzontali e di copertura non risultano recuperabili e andranno totalmente sostituite.

Sono state realizzate indagini conoscitive sulle strutture esistenti. Si riassumono le tipologie ed il numero di indagini eseguite.

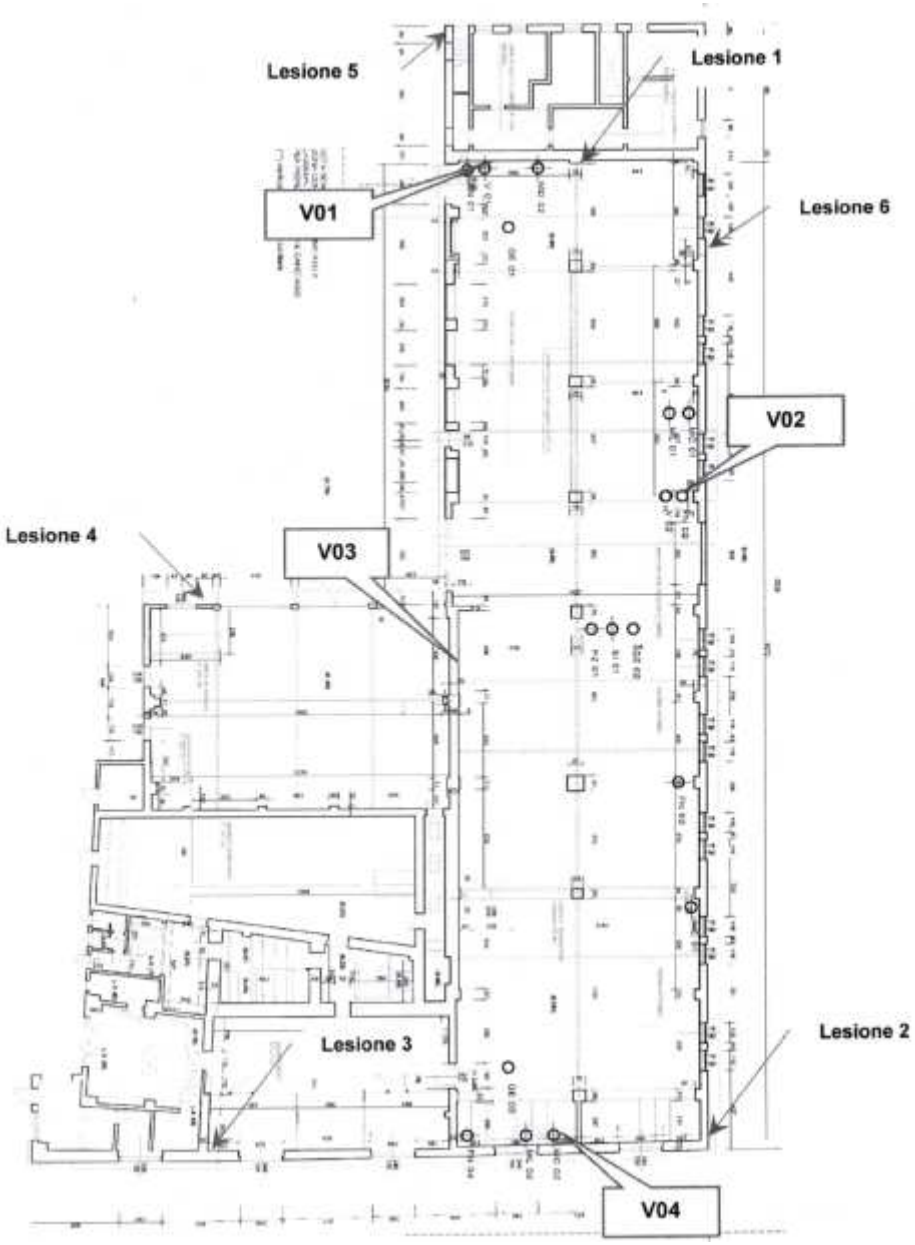
- N° 2 martinetto piatto doppio
- N°2 microcarotaggi
- N°2 prelievo di campioni di malta
- N°4 saggi visivi
- N°4 pozzi di ispezione

Le prove a martinetto doppio hanno evidenziato:
Prova MD 01 – Tasso di lavoro della muratura 0.1 N/mm^2 – Tensione di rottura muratura 1.4 N/mm^2
Prova MD 02 – Tasso di lavoro della muratura 0.1 N/mm^2 – Tensione di rottura muratura 1.4 N/mm^2

I microcarotaggi hanno evidenziato una estrema variabilità delle caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti la muratura. Gli stessi elementi lapidei tra loro presentano differenti resistenze a compressione, mentre i laterizi risultano molto più resistenti degli elementi in tufo.
Campione n° 1 – blocco di tufo – Resistenza max a compressione 3.17 N/mm^2
Campione n° 2 – blocco di tufo – Resistenza max a compressione 6.95 N/mm^2
Campione n° 3 – laterizio – Resistenza max a compressione 26.69 N/mm^2
Campione n° 4 – laterizio – Resistenza max a compressione 31.57 N/mm^2
Campione n° 5 – laterizio – Resistenza max a compressione 37.33 N/mm^2

Il prelievo dei campioni di malta ha determinato che la malta è classificabile come malta tipo M2.5 secondo NTC 2008, con resistenza a compressione 2.5 N/mm^2

I saggi visivi con la rimozione di un'ampia superficie di intonaco, hanno evidenziato che la struttura del fabbricato risulta molto eterogenea, sia dal punto di vista della tecnica costruttiva, che dei materiali utilizzati per la costruzione dei paramenti murari.
Sono state rilevate poi alcune lesioni significative sui paramenti murari, riportate qui e negli elaborati con numerazione uguale a quella del report sulle indagini strutturali, per facilità.



Lesione n°1 – lesione profonda e passante , verticale a tutt' altezza , con apertura crescente verso l'altezza, denuncia una rotazione verso v. Fortuny. L'intervento proposto è risarcitura della lesione con iniezioni di resina chimica, e placcatura della parete con intonaco armato.

Lesione n°2 – difetto di ammorsatura e disomogeneità della tecnica costruttiva. L'intervento proposto è risarcitura della lesione con iniezioni di resina chimica.

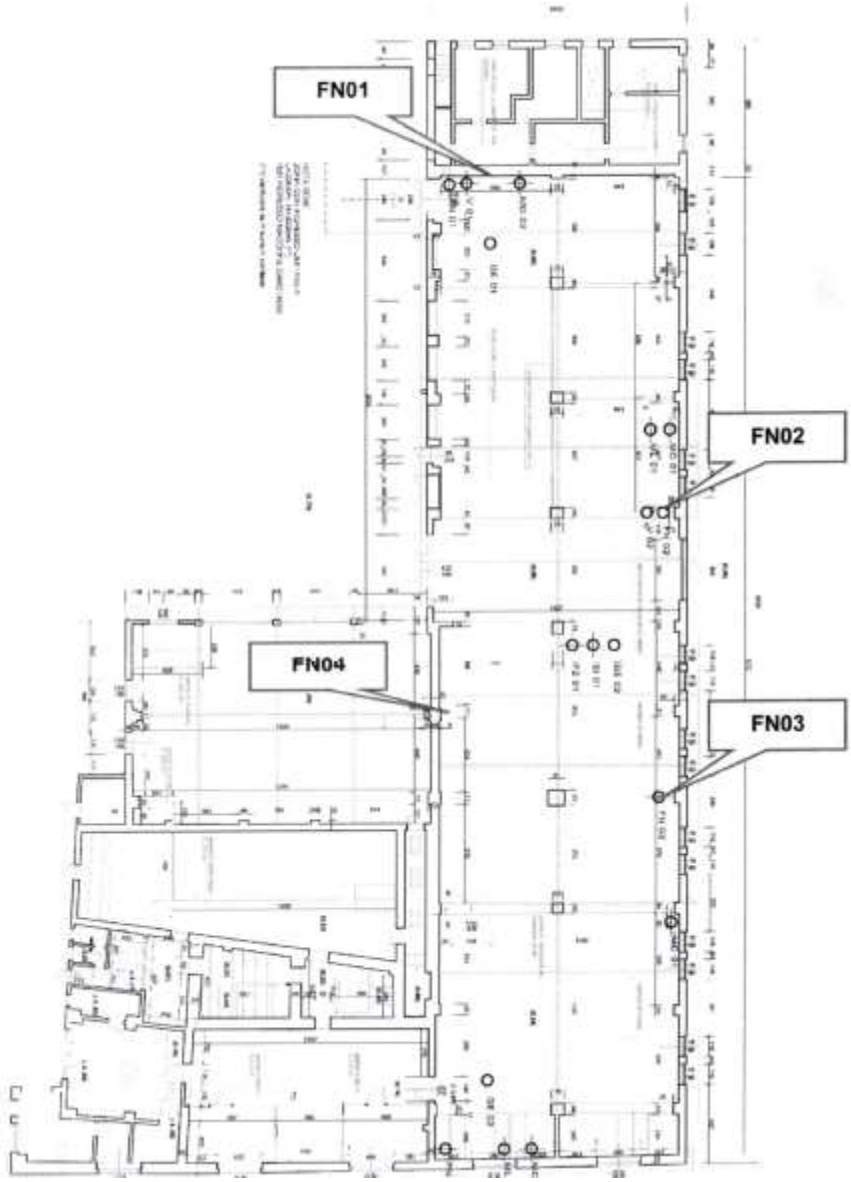
Lesione n° 3 – risulta situata fuori dalla zona dell'intervento.

Lesione n° 4 – risulta situata fuori dalla zona dell'intervento.

Lesione n°5 – difetto di ammorsatura in prossimità dell' angolata e lacune nella parete. L'intervento proposto è ripristino delle lacune con tecnica a scuci e cuci, e risarcitura della lesione con iniezioni di resina chimica.

Lesione n°6 – lesione di piccole dimensioni con andamento obliquo, in corrispondenza di vano finestra. L'intervento proposto è risarcitura della lesione con iniezioni di resina chimica.

I sondaggi sulle fondazioni hanno evidenziato che:



Saggio FN01 – la fondazione consiste nel semplice approfondimento nel terreno per una profondità maggiore di 1.80 mt della muratura stessa, con la stessa tecnica costruttiva del soprastante muro.
Saggio FN02 – la fondazione presenta un allargamento , si è rinvenuta la presenza di pavimentazione stradale alla stessa quota di via Fortuny, quindi prima della costruzione la strada presentava uno slargo.
Saggio FN03 – la fondazione presenta un allargamento e la presenza di un cordolo di fondazionesempre in muratura che va a collegarsi con il pilastro centrale.
Saggio FN04 – la fondazione consiste nel semplice approfondimento nel terreno per una profondità maggiore di 1.80 mt della muratura stessa, con la stessa tecnica costruttiva del soprastante muro.

Per maggiori informazioni sulle indagini strutturali si veda la relazione redatta da C.F.M., via Mondolfo, 56 Roma, datata 9 Gennaio 2012.

3. Descrizione degli interventi

Gli interventi saranno realizzati in ottemperanza alle prescrizioni di normativa vigenti (D.M. 14/01/2008 e relativa circolare ministeriale Circ. 617/2009, di seguito citati come NTC 2008) ed alla classificazione sismica vigente per la zona in esame.

Gli interventi sono classificabili come interventi di miglioramento sismico (§ 8.4.2, NTC 2008) .

Interventi di tipo strutturale:

Il fabbricato è stato oggetto di un rilievo particolareggiato, architettonico e strutturale, comprensivo di indagini e sondaggi puntuali sugli apparati murari e di fondazione. Questo ha consentito di elaborare un quadro conoscitivo di dettaglio e valutare nello specifico i diversi interventi di restauro, risanamento conservativo, manutenzione e miglioramento sismico ritenuti più opportuni ai fini del ripristino dell'unità formale e costruttiva dell'edificio.

Gli interventi strutturali riguarderanno praticamente tutte le componenti principali dell'edificio, le fondazioni, le murature portanti, i solai e le coperture.

Uno degli interventi principali sarà quello di ricostruzione della copertura del capannone principale. Per liberare lo spazio interno dagli attuali pilastri in mattoni che sorreggono le attuali travi metalliche della copertura, questi saranno demoliti, e saranno realizzate delle capriate metalliche realizzate con profilati scatolari, poggianti su pilastri sempre metallici di tipo HEA, posizionati fuori dalla muratura esistente all'interno dell'edificio, i pilastri a loro volta sono impostati su una nuova fondazione in c.a. realizzata all'interno dell'edificio. In questo modo le murature perimetrali saranno non più interessate dai carichi della copertura, così come le fondazioni esistenti. La copertura sarà poi completata con arcarecci metallici scatolari e con una lamiera grecata con sopra una soletta in c.a. da 8 cm.

Per impedire il ribaltamento delle murature perimetrali, allo stato attuale sprovviste di murature trasversali di controvento che lasciano una zona libera di lunghezza circa 50 m, saranno realizzate delle nuove murature ortogonali di irrigidimento collegate alle attuali murature. Il collegamento, dalla parte del corridoio distributivo interno tra le nuove aule, sarà garantito da telai metallici.

Inoltre, sempre per impedire il ribaltamento delle murature perimetrali, sulla parte terminale superiore di queste sarà realizzato un cordolo metallico collegato alla muratura esistente.

Anche i pilastri di sostegno delle nuove capriate metalliche saranno collegati alle murature esistenti, con funzioni di presidio antiribaltamento.

La muratura che divide il capannone principale dalla parte terminale dell'edificio a due piani, che risulta molto degradata e con lesioni profonde, sarà consolidata tramite placcatura in c.a. sulle due facce e con un cordolo terminale in c.a.

Saranno ricostruiti anche tutti i solai metallici alle due estremità del fabbricato, con una struttura a travi metalliche, tavelloni e soletta armata in c.a. collegata alle murature perimetrali, inoltre sarà realizzato anche un cordolo metallico perimetrale a tutti i solai, sempre collegato alla murature perimetrali. La parte dell'edificio a due livelli sarà collegata verticalmente da una nuova scala a struttura metallica.

Nella parte centrale della parte di edificio a due livelli saranno realizzati due nuclei in c.a., uno per la realizzazione di un nuovo ascensore e l'altro per l'impianto di climatizzazione del tipo "heat pipe", collegati tra loro da una soletta piena in c.a. sia al primo livello, che a livello della copertura a terrazzo.

Le lavorazioni di esecuzione dei cunicoli impianti e degli scavi con posa in opera delle tubazioni heat-pipe dovranno essere eseguite con particolare accortezza, previo puntellamento delle strutture esistenti nelle zone interessate dalle lavorazioni.

A tal riguardo si veda anche la descrizione della procedura di lavorazione riguardo l' esecuzione cunicolo inpianti in prossimità delle pareti perimetrali esistenti, riportata anche nell' elaborato ST-05.

1) Eseguire il lavoro per cantieri di scavo di ampiezza massima due metri.
2) Puntellatura delle strutture esistenti adiacenti alla zona interessata dalle lavorazioni
3) Esecuzione dello scavo fino a quota fondazione cunicolo impianti con armatura delle pareti di scavo
4) Realizzazione del cunicolo impianti in c.a.
5) Rinterro

A tal riguardo si veda anche la descrizione della procedura di esecuzione della placcatura pareti a singola o doppia faccia, per muri di spessore pari a 45/70 cm per realizzazione fori passaggio Heat Pipe, riportata anche nell' elaborato ST-05.

1) Eseguire il lavoro per cantieri di scavo di ampiezza massima due metri.
2) Puntellatura delle strutture esistenti adiacenti alla zona interessata dalle lavorazioni
3) Esecuzione dello scavo fino a quota posizionamento heat pipe con armatura delle pareti di scavo
4) pulitura elementi murari e rimozione parti incoerenti;
5) posizionamento reti elettrosaldate Ø6 maglia 100 mm x 100 mm, lasciando libera la zona per la esecuzione del
foro di passaggio dell' heat-pipe
4) perforazioni Ø14 della muratura ogni 30 cm in orizzontale e ogni 35 cm in verticale;
5) posizionamento nei fori di tubetti di plastica;
6) riempimento con malta dei fori;
7) inserimento delle barre di acciaio Ø12 nei fori con piegature a gancio di 10 cm delle stesse,affinchè siano legate le reti su entrambe i lati del muro
8) placcatura con malta cementizia di spessore 5 cm, lasciando libera la zona per la esecuzione del foro di passaggio heat pipe

Al fine di garantire un comportamento strutturale sotto sisma più omogeneo al corpo di fabbrica oggetto degli interventi è stato previsto il taglio verticale della muratura esistente, verso il lato prospiciente via Flaminia, al fine di realizzare un giunto tecnico di separazione dalle strutture dell' edificio attiguo. Il taglio dovrà essere eseguito

mediante martello demolitore a bassa energia di battuta, previo puntellamento della muratura e degli eventuali campi di solaio per la zona interessata dalle lavorazioni.

Le modalità di accesso all'area ed i tempi di esecuzione dell' intervento saranno concordate con il concessionario del manufatto adiacente.

La lavorazione è richiamata dalla nota con indicazione della stessa negli elaborati ST01 e ST02 e descritta nella relazione di calcolo. La lavorazione è stata aggiunta al CME-Strutture.

4. Caratteristiche delle strutture di fondazione

Come in parte già detto, tutte le nuove strutture, i pilastri di sostegno delle nuove capriate, le nuove murature trasversali e le canne in c.a. poggeranno su una nuova fondazione realizzata all'interno del fabbricato.

Le indagini geognostiche hanno evidenziato un ingente strato di riporto antropico, di spessore variabile da un minimo di circa 5,8 metri ad un massimo di circa 11,5 metri, seguito dai depositi alluvionali e colluviali recenti, che ricoprono i depositi fluvio-palustri antichi della Formazione di Valle Giulia.

Data quindi la scarsa resistenza del terreno fondale si è preferito realizzare una fondazione a platea di spessore di 40 cm, all'interno dell'intero edificio, sia nella parte a capannone che in quella a due livelli. Saranno inoltre realizzate delle costole di irrigidimento 50x105 cm, dove poggeranno nuovi solai in c.a. del piano terreno, in modo da garantire un distacco delle pavimentazioni dal terreno, per impedire così la risalita dell'umidità da questo. Le costolature della platea forniscono un sensibile incremento di rigidezza al complesso della fondazione. Inoltre la costola perimetrale sarà collegata alle fondazioni delle murature esistenti andando così a fornire un rinforzo ed un ampliamento della base di appoggio di queste ultime.

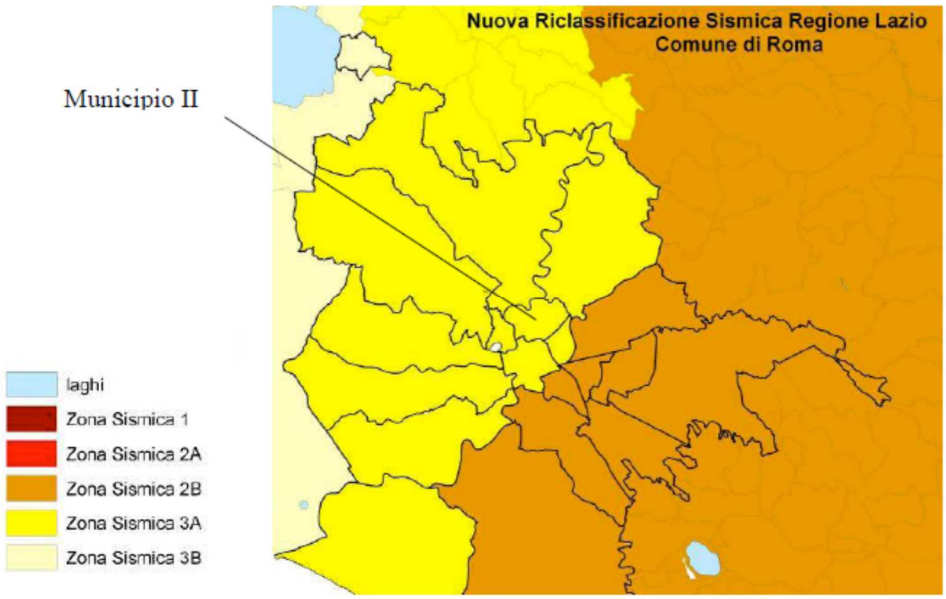
5. Indagini geognostiche

Si veda al riguardo i seguenti elaborati allegati al progetto definitivo:

- Relazione geologica (aggiornamento Febbraio 2015) a firma Dott. Geol. Claudio Vercelli
- ST-RF "Relazione geotecnica"

6. Indagine sismica

Il progetto ricade nel comune di ROMA (RM), municipio II, in zona dichiarata sismica classificata di categoria 3A, ai sensi della recente normativa (nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio) , entrata in vigore con la D.G.R. del Lazio n° 387 del 22.05.2009 ed integrata dalla rettifica riportata con D.G.R. n.835 del 3.11.2009.



Zona Sismica	Sottozona Sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)
1	-	$0,25 \leq a_g < 0,278$ (valore max per il Lazio)
2	A	$0,20 \leq a_g < 0,25$
	B	$0,15 \leq a_g < 0,20$
3	A	$0,10 \leq a_g < 0,15$
	B	(valore min) $0,062 \leq a_g < 0,10$

Al fine di caratterizzare sismicamente il sito d'interesse, è stata realizzata una indagine sismica, grazie alla quale è stato possibile acquisire il profilo di velocità delle onde di taglio Vs30 secondo le NTC 2008. A tale scopo è stata realizzata una MASW Multichannel Analysis of Surface Waves.

Il sistema MASW consiste nel misurare le velocità delle onde superficiali a differenti frequenze, la variazione delle quali viene chiamata dispersione, dovuta alla stratificazione delle velocità delle onde S nella determinazione dello spettro di velocità. Grazie ad un metodo di inversione della curva di dispersione con il software winMASW 3.0, le misure determinano il valore di Vs30 che rappresenta un valore medio della velocità delle onde S entro i primi 30 metri dal p.c., come richiesto dalla nuova normativa sismica.

$$Vs_{30} = \frac{30}{\Sigma^{1}_{N} h_i/V_i}$$

I risultati relativi alle analisi delle onde superficiali mostrano, in accordo con lo scenario geologico del sito, un valore di Vs30 in superficie pari a 219 m/s, ricadente nella categoria di suolo "C" determinata secondo le direttive delle NTC D.M. 14/01/2008.

Per l'area in esame, si ottiene il modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità riportato in allegato, con valori di Vs30 rispettivamente pari a 289 e 270 m/s nei profili **MASW1** e **MASW2**, valori che si collocano nella categoria di suolo C (Tavola n. 11). È stato inoltre eseguito uno specifico studio di risposta sismica locale, descritto in dettaglio nei paragrafi successivi e nel report allegato.

In relazione alle Vs30 rilevate ed alle caratteristiche geologiche e geotecniche la categoria di suolo di fondazione è di tipo "**C**" (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s , ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina*).

Inoltre, viste le caratteristiche morfologiche sub-pianeggianti del sito in studio è inoltre possibile considerare una categoria topografica "T1", con rapporto h/H (quota del sito/altezza rilevo topografico) pari a 1.

Nell'insieme l'area si presente geomorfologicamete stabile e non presenta segni evidenti di fenomeni di dissesto in atto. Non risultano, in base alla cartografia disponibile nel Piano stralcio di Assetto Idrogeologico P.A.I. dell'Autorità di Bacino Tevere, relativamente all'assetto geomorfologico, zone a rischio di frana, se non più a Nord del sito in studio, lungo alcuni tratti della collina dei Parioli.

6.1 Studio di Risposta sismica locale RSL

In base alle indagini sismiche eseguite in sito nel 2015, sia in foro di tipo Down-Hole che di superficie mediante sezioni MASW, risultano valori di Vs30 al limite tra le categorie di suolo B e C, tuttavia in base al profilo di velocità desunto dalla prova diretta down-hole, risulta una categoria di suolo "S2", oggetto di specifico studio di risposta sismica locale.

Per cui anche in ottemperanza al Regolamento regionale n. 2/2012 per opere d'importanza rilevante di cui All. A D.G.R. Lazio n. 489/2012 che modifica l'All. 2 D.G.R. Lazio n. 387/09 (classe d'uso 3), e visti i risultati delle indagini sismiche eseguite in sito, è stato infine effettuato uno studio di Risposta Sismica Locale, consistito in:

1) Esecuzione di prove geognostiche dirette e di prove sismiche (Down-Hole, MASW e HVSR).
2) Ricostruzione del modello geologico e delle caratteristiche fisico-meccaniche degli strati di copertura.
3) Scelta degli accelerogrammi compatibili per analisi dinamiche.
4) Analisi della Risposta Sismica Locale tramite l'utilizzo di procedure di calcolo monodimensionale (1D) con l'ausilio del Software STRATA (Albert R. Kottke and Ellen M. Rathje).

5) Determinazione dello spettro elastico di risposta calcolato tramite lo studio di RSL a quota fondazione, ovvero lo spettro derivato dalla media tra gli spettri di risposta calcolati per i n. 7 accelerogrammi di riferimento e confronto con quelli previsti dalla Normativa (NTC 2008) per il sito di interesse, relativi a suoli di categoria B, C e D e di categoria topografica T1.

Il modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità è stato ricostruito sulla base delle indagini geognostiche e sismiche eseguite in sito (Down-Hole, MASW e HVSR). Risulta il modello sismico monodimensionale di seguito descritto:

Spessore	Litologia prevalente	Peso di volume kN/m^3	Vs (m/s)
0.0 – 10.0 m	Riporto piroclastico	17.0	380
10.0 – 17.0 m	Sabbia limosa	18.0	339
17.0 – 27.0 m	Sabbia travertinosa	19.0	466
27.0 – 30.0 m	Argilla limosa	18.0	238
30.0 – 100.0 m	Argilla	19.0	450

I sismo-strati sopra descritti sono stati inseriti come dati di input all'interno del codice del Software STRATA, insieme alle caratteristiche fisico-meccaniche ed alle curve di decadimento della rigidezza (G) e di incremento dello smorzamento (D) con la deformazione per ciascun litotipo individuato, curve fornite dalla Regione Lazio, predisposte dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano ed utilizzate anche negli Abachi Regionali di Livello 2 di microzonazione.

Lo studio di Risposta Sismica Locale, per gli stati limite SLV, SLD e SLO, ha evidenziato un'amplificazione dello spettro elastico di risposta a piano fondazione generalmente inferiore rispetto a quella dello spettro derivato dalla norma per terreno di categoria C e categoria topografica T1. Solo per lo stato limite SLV e per bassissimi periodi lo spettro di RSL risulta di poco superiore allo spettro di categoria C, mentre per periodi da bassi a medio-alti risulta sempre inferiore al suolo C.
I valori dello spettro determinato mediante RSL (in rosso) risultano leggermente superiori solo per bassisimi periodi e in zone limitate allo spettro di normativa di categoria "C" (in blu scuro). Per gran parte della estensione lo spettro di categoria "C" (blu) risulta superiore allo spettro determinato mediante RSL (rosso), per cui viene utilizzato ai fini delle verifiche lo spettro di suolo categoria "C".

6.2 Verifica a liquefazione

Nella relazione geologica allegata al progetto definitivo è stata eseguita la verifica a liquefazione, ai sensi delle N.T.C. 2008, del terreno contenente la falda idrica superficiale.
A tal fine è stato utilizzato il metodo di Seed & Idriss (1982), che rappresenta uno dei più noti e utilizzati tra i metodi semplificati, basati sul rapporto che intercorre tra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto. Il calcolo è stato poi ripetuto secondo il metodo di Tokimatsu & Yoshimi.

Seed & Idris

Il calcolo riportato nella relazione geologica ed il valore del coefficiente di sicurezza FS che risulta pari a 1,5898 (superiore a 1,3), confermano che tale deposito non è liquefacibile.

Tokimatsu & Yoshimi

Anche in questo caso la formazione in esame risulta non liquefacibile e presenta un valore FS pari a 4,7893.

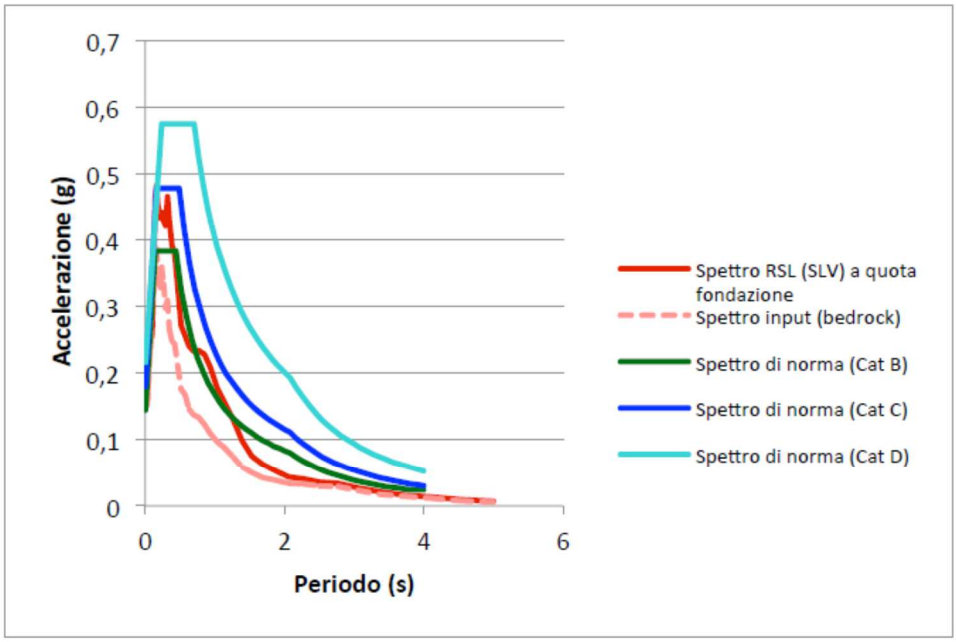


Figura 12: Grafico comparativo tra lo spettro elastico di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali SLV atteso a quota fondazione, generato dallo studio RSL e gli spettri di norma relativi a suoli di Categoria B, C e D.

E' stata effettuata n. 1 misura di frequenza fondamentale per analisi spettrale di tipo HVSR che ha evidenziato un picco di frequenza pari a 1,1 Hz, corrispondente ad un bedrock sismico posto a profondità di circa 100 metri dal p.c.

7 Inquadramento Idrogeologico

L'area in studio risulta drenata direttamente dal Fiume Tevere, in sinistra idrografica. In questo tratto il fiume si presenta ampiamente meandriforme con direzione di scorrimento complessivamente verso Sud.
In base alla cartografia del Piano di Assetto Idrogeologico P.A.I. dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere, Tav. 42, allegata alla presente relazione, l'area in esame risulta classificata come zona a rischio idraulico "R2", ovvero ricade nella fascia di esondazione fluviale compresa tra le piene di riferimento, con tempi di ritorno di 200 e 500 anni, riferibile secondo quanto riportato nel P.A.I. alle zone dove sono possibili solo danni minori alle infrastrutture ed ai beni ambientali e culturali, che non pregiudicano quindi l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività socio-economiche.

La falda acquifera principale nella zona è intercettabile a profondità di oltre 20- 30 metri dal p.c., all'interno dei sedimenti sabbioso-ghiaiosi di origine alluvionale antica, tamponati alla base dal substrato argilloso pliocenico, considerato impermeabile *(acquiclude)*. Il livello piezometrico statico di tale falda si attesta, secondo fonti bibliografiche, a quota di circa 10 metri s.l.m. pari a circa 8-9 metri dal p.c. *(Capelli, Mazza, Taviani, 2008)*.
Esistono inoltre delle falde idriche secondarie, sospese su quella principale, contenute all'interno dei depositi colluviali recenti e nei livelli sabbiosi, la più superficiale delle quali è stata intercettata nei sondaggi geognostici eseguiti in sito a profondità di circa 4,50 metri dal p.c. alla base dei terreni di riporto e nei sottostanti depositi colluviali sabbio-limosi.
Le misure di livello effettuate nel piezometro di tipo Norton, denominato PZ, nel periodo successivo alla perforazione, hanno evidenziato un livello piezometrico che si attesta in data 01/02/2012 alla profondità di circa 3,75 metri dal p.c. pari ad una quota di circa 15,3-15,4 metri s.l.m.
Il drenaggio delle acque superficiali avviene direttamente nel sistema fognario, mentre le acque sotterranee presentano una direzione di flusso verso il livello di base rappresentato dal corso del Fiume Tevere, posto ad Ovest.

Per informazioni di dettaglio sull' inquadramento idrogeologico , si veda la relazione geologica allegata.

8 Parametri geotecnici di riferimento – Relazione geotecnica

Per quanto riguarda il terreno di imposta della nuova fondazione per spessori da 0 a 5.8 mt (variabile fino a 11.5 mt) si possono adottare i seguenti parametri geotecnici desunti dalla indicazioni fornite nella relazione geologica sopra citata:

Strato di riporti antropici
Peso di volume: γ= 17.5 KN/mc.
Angolo di attrito : ϕ = 25°

Coesione : c = 0.00 Kg/cmq (in favore di sicurezza)

K = 25.000 KN/m^3 (2.500 t/m^3)

Ed = 7000 kPa

In conformità a NTC 08 è valutabile la tensione limite e la tensione massima di progetto del terreno di fondazione, nella modalità di approccio 2 (A1+M1+R3).

Per quanto riguarda lo strato di materiale di appoggio fondazione del corpo centrale sono valutabili i seguenti parametri geotecnici cautelativi:

- Peso di volume: γ= 17.5 KN/mc.
- Angolo di attrito : ϕ = 25°
- Coesione : c = 0.00 Kg/cmq (in favore di sicurezza)
- K = 25.000 KN/m^3 (2.500 t/m^3)
- Profondità: 1.50 mt

APPROCCIO DI VERIFICA TIPO 2

Calcolo capacità portante **– Approccio di verifica tipo 2 (A1+M1+R3)**

Coefficienti A1:

γ_{G1} = 1.30 (Permanenti strutturali)

γ_{G2} = 1.50 (Permanenti non strutturali)

γ_Q = 1.50 (Accidentali)

Coefficienti M1:

$\gamma_{\phi'}$ = 1.00 (Tangente dell'angolo di resistenza a taglio)

γ_γ = 1.00 (Peso dell'unità di volume di terreno)

Coefficienti R3:

γ_{R1} = 2.30 (Capacità portante)

Fondazioni Dirette

Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	13.50	(m)
L	=	6.00	(m)
D	=	1.30	(m)

βf = 0.00 (°) βp = 0.00 (°)

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	17.50	(kN/mc)
γ	=	17.50	(kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/mq)
φ'	=	25.00	(°)

Valori di progetto

c'	=	0.00	(kN/mq)
φ'	=	25.00	(°)

Profondità della falda

Zw = 3.50 (m)

e_B	=	0.00	(m)	B* =	13.50 (m)
e_L	=	0.00	(m)	L* =	6.00 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 22.75 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 9.13 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : <u>coefficienti di capacità portante</u>

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$

Nq = 10.66

$Nc = (Nq - 1)/tan\varphi'$

Nc = 20.72

$N\gamma = 2*(Nq + 1)*\tan\varphi'$

$N\gamma =$ 10.88

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B*Nq / (L* Nc)$

$s_c =$ 1.23

$s_q = 1 + B*\tan\varphi' / L*$

$s_q =$ 1.21

$s_\gamma = 1 - 0,4*B* / L*$

$s_\gamma =$ 0.82

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2\, D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$d_q =$ 1.07

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$

$d_c =$ 1.07

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1.00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0.00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1.00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1.00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1.00

Carico limite unitario

q_{lim} = 557.49 (kN/m^2)

Coefficiente di sicurezza $\gamma_t = 2.30$

$f_{td} = 557\ KN/m^2 / 2.30 = 242\ KN/m^2 = 0.242\ N/mm^2$

9 Materiali

I materiali adottati sono i seguenti:

- Cls elevazione	C25/30 (ex RcK 300)
- Cls fondazione	C25/30 (ex RcK 300)
- Acciaio armatura in barre	B450C (ex FeB44K)
- Acciaio armatura in barre	B450A (per reti els con ϕ < 10mm.) (ex FeB44K)
- Acciaio da carpenteria	S235 (ex Fe360)
- Bulloni di collegamento	Cl. 8.8

- Muratura laterizio pieno portante	f_{bk} = 10 N/mm^2 certificato per zone sismiche
- Malta	cementizia M10 N/mm^2
- Muratura laterizio semipieno portante	f_{bk} = 15 N/mm^2 certificato per zone sismiche
- Malta	cementizia M15 N/mm^2

Calcestruzzo: FONDAZIONE
Conforme UNI-EN 206-1
Classe di resistenza minima C25/30
Classe di esposizione XC2
Diametro max. inerti 25 mm
Classe di contenuto di cloruri conforme a UNI-EN 206-1
Consistenza S3
Rapporto acqua / cemento massimo ≤ 0.50
Contenuto minimo di cemento (Kg/m^3) 300

Calcestruzzo: ELEVAZIONE
Conforme UNI-EN 206-1
Classe di resistenza minima C25/30
Classe di esposizione XC1
Diametro max. inerti 20 mm
Classe di contenuto di cloruri conforme a UNI-EN 206-1
Consistenza S4
Rapporto acqua / cemento massimo ≤ 0.45
Contenuto minimo di cemento (Kg/m^3) 320

Per cls C25/30 (ex RcK 300)
fck = 25 N/mm^2

$fcd = \alpha_{cc} \times fck / \gamma_m$

con:

$\alpha_{cc} = 0.85$ Coeff. dovuto agli effetti viscosi a lungo termine

$\gamma_m = 1.50$ Coeff. di sicurezza (NTC 2008)

$f_{cd} = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.16$ N/mm^2

$E_{clsm} = 22000 (f_{cm}/10) 0.30$

Con $f_{cm} = f_{ck} + 8$ N/mm^2

$f_{cm} = 25 + 8 = 32$ N/mm^2 valore medio della resistenza a compressione

$E_{clsm} = 22000 (fcm/10) 0.30 = 31186$ N/mm^2

Per acciaio in barre B450 A , B450C (ex FeB44K)

$f_{yk} = 450$ N/mm^2

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$

con:

$\gamma_m = 1.15$ Coeff. di sicurezza (NTC 2008)

$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3$ N/mm^2

Per acciaio da carpenteria metallica S235 (ex Fe360)

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

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$

con:

$\gamma_m = 1.05$ Coeff. di sicurezza (NTC 2008)

$f_{yd} = 235 / 1.05 = 223.8$ N/mm^2

$E_{acc} = 210000$ N/mm^2

Per bulloni collegamento da carpenteria metallica Cl. 8.8.

$f_{tb} = 800$ N/mm^2

$f_{yb} = 649$ N/mm^2

$\gamma_{m2} = 1.25$ Coeff. di sicurezza (NTC 2008) per verifiche di resistenza.

$\gamma_{m3} = 1.25$ Coeff. di sicurezza (NTC 2008) per verifiche a scorrimento (SLU).

$\gamma_{m3} = 1.10$ Coeff. di sicurezza (NTC 2008) per verifiche a scorrimento (SLE).

$\gamma_{m7} = 1.10$ Coeff. di sicurezza (NTC 2008) per precarico bulloni ad alta resistenza.

Muratura nuova in **LATERIZIO PIENO SOLO PER RIPRISTINI A CUCI E SCUCI (CERTIF. PER ZONE SISMICHE):**

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

TIPO DI MALTA	**M**
Idraulica M2.5	2.5
Pozzolanica M2.5	2.5
Bastarda M2.5	2.5
Bastarda M5	5
Cementizia M8	8
Cementizia M12	12
Prest. garantita M?	15

Tipo di malta	**classe M**
Pozzolanica M2.5	2.5

TIPO DI BLOCCO		
Laterizio pieno	10	N/mmq
Laterizio semipieno	15	N/mmq
Laterizio forato	7.5	N/mmq
Calcestruzzo pieno	30	N/mmq
Calcestruzzo semipieno	20	N/mmq
Calcestruzzo forato	15	N/mmq
Pietra naturale (fbk <= 7.5)	7.5	N/mmq
Pietra naturale (7.5<fbk<=15)	15	N/mmq
Pietra naturale (fbk > 15)	20	N/mmq

Tipo di blocco	**fbk**	
Laterizio pieno	10.0	N/mmq

Nel caso di murature costituite da elementi naturali si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento f_{bk} pari a:

$$f_{bk} = 0.75\, f_{bm}$$

dove f_{bm} rappresenta la resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata.

Resistenza caratteristica a compressione muratura **fk**	4.1	N/mmq
Resistenza caratteristica a taglio **fvk0**	0.10	N/mmq
Coefficiente parziale di sicurezza **γm**	3.00	

Per muratura in laterizio pieno portante di nuova realizzazione per ripristini a cuci e scuci:

Blocchi in laterizio pieno certificati per l'utilizzo in zona sismica

f_{bk} = 10 N/mm^2

Per malta di collegamento

Malta pozzolanica M2.5

f_m = 2.50 N/mm^2

Resistenza caratteristica a compressione muratura:

f_k = 4.10 N/mm^2

Coeff. di sicurezza: 3.00

Resistenza di calcolo a compressione:

f_{md} = 1.366 N/mm^2

Peso specifico muratura con intonaco:

γ = 19 KN/m^3

Resistenza caratteristica a taglio muratura:

$f_{vk} = f_{vko} + 0.40\ \sigma_n$

con:

f_{vko}= 0.10 N/mm^2 (resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali)

σ_n = tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Coeff. di sicurezza: 3.00

Resistenza di calcolo a taglio:

f_{vd} = 0.033 N/mm^2

Modulo di elasticità normale secante:

E = 1000 f_k = 1000 x 4.10 N/mm^2 = 4100 N/mm^2

Modulo di elasticità tangenziale secante:

G = 0.40 E = 0.4 x 4100 N/mm^2 = 1640 N/mm^2

RIPRISTINO A SCUCI E CUCI

CLASSE DI ESECUZIONE : 2°

Elementi con marcatura CE, conformi a UNI EN771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5, 771-6

Malta pozzolanica M2.5 f_m = 2.50 N/mm^2 a prestazione garantita

Occorre per muratura in classe 2:

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

Tabella 4.5.II. *Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti*

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Il controllo di accettazione in cantiere ha lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal produttore.

Tale controllo sarà effettuato su almeno tre campioni costituiti ognuno da tre elementi da sottoporre a prova di compressione. Per ogni campione siano f1, f2, f3 la resistenza a compressione dei tre elementi con:

$$f_1 < f_2 < f_3$$

il controllo si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$f_1 < f_2 < f_3$$

il controllo si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$(f_1 + f_2 + f_3)/3 \geq 1{,}20\ f_{bk}$$

$$f_1 \geq 0{,}90\ f_{bk}$$

dove fbk è la resistenza caratteristica a compressione dichiarata dal produttore.

Al Direttore dei Lavori spetta comunque l'obbligo di curare, mediante sigle, etichettature indelebili,ecc., che i campioni inviati per le prove ai laboratori siano effettivamente quelli prelevati in cantiere con indicazioni precise sulla fornitura e sulla posizione che nella muratura occupa la fornitura medesima.

Le modalità di prova sono riportate nella UNI EN 772-1:2002.

Muratura nuova in **LATERIZIO SEMIPIENO TIPO POROTON (CERTIF. PER ZONE SISMICHE):**

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

TIPO DI MALTA	**M**
Idraulica M2.5	2.5
Pozzolanica M2.5	2.5
Bastarda M2.5	2.5
Bastarda M5	5
Cementizia M8	8
Cementizia M12	12
Prest. garantita M?	15

Tipo di malta	**classe M**
Prest. garantita M?	15

TIPO DI BLOCCO		
Laterizio pieno	10	N/mmq
Laterizio semipieno	15	N/mmq
Laterizio forato	7.5	N/mmq
Calcestruzzo pieno	30	N/mmq
Calcestruzzo semipieno	20	N/mmq
Calcestruzzo forato	15	N/mmq
Pietra naturale (fbk <= 7.5)	7.5	N/mmq
Pietra naturale (7.5<fbk<=15)	15	N/mmq
Pietra naturale (fbk > 15)	20	N/mmq

Tipo di blocco	**fbk**	
Laterizio semipieno	15.0	N/mmq

Nel caso di murature costituite da elementi naturali si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento f_{bk} pari a:

$$f_{bk} = 0.75\, f_{bm}$$

dove f_{bm} rappresenta la resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata.

Resistenza caratteristica a compressione muratura **fk**	8.2	N/mmq
Resistenza caratteristica a taglio **fvk0**	0.20	N/mmq
Coefficiente parziale di sicurezza **γm**	3.00	

Per muratura portante di nuova realizzazione

Blocchi in laterizio pieno certificati per l'utilizzo in zona sismica

f_{bk} = 15 N/mm^2

Per malta di collegamento

Malta cementizia M10 a prestazione garantita

f_m = 15 N/mm^2

Resistenza caratteristica a compressione muratura:

f_k = 8.20 N/mm^2

Coeff. di sicurezza: 3.00

Resistenza di calcolo a compressione:

f_{md} = 2.73 N/mm^2

Peso specifico muratura con intonaco:

γ = 18 KN/m^3

Resistenza caratteristica a taglio muratura:

$f_{vk} = f_{vko} + 0.40\ \sigma_n$

con:

f_{vko}= 0.20 N/mm^2 (resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali)

σ_n = tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Coeff. di sicurezza: 3.00

Resistenza di calcolo a taglio:

f_{vd} = 0.067 N/mm^2

Modulo di elasticità normale secante:

E = 1000 f_k = 1000 x 8.20 N/mm^2 = 8200 N/mm^2

Modulo di elasticità tangenziale secante:

G = 0.40 E = 0.4 x 8000 N/mm^2 = 3280 N/mm^2

MURATURA NUOVA ESECUZIONE IN LATERIZIO SEMIPIENO TIPO POROTON

CLASSE DI ESECUZIONE : 2°

Elementi con marcatura CE, conformi a UNI EN771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5, 771-6

Malta cementizia M10 a prestazione garantita f_m = 15 N/mm^2

Occorre per muratura in classe 2:

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

Tabella 4.5.II. *Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti*

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Il controllo di accettazione in cantiere ha lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal produttore.

Tale controllo sarà effettuato su almeno tre campioni costituiti ognuno da tre elementi da sottoporre a prova di compressione. Per ogni campione siano f1, f2, f3 la resistenza a compressione dei tre elementi con:

$$f_1 < f_2 < f_3$$

il controllo si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$f_1 < f_2 < f_3$$

il controllo si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$(f_1 + f_2 + f_3)/3 \geq 1{,}20\ f_{bk}$$

$$f_1 \geq 0{,}90\ f_{bk}$$

dove fbk è la resistenza caratteristica a compressione dichiarata dal produttore.

Al Direttore dei Lavori spetta comunque l'obbligo di curare, mediante sigle, etichettature indelebili,ecc., che i campioni inviati per le prove ai laboratori siano effettivamente quelli prelevati in cantiere con indicazioni precise sulla fornitura e sulla posizione che nella muratura occupa la fornitura medesima.

Le modalità di prova sono riportate nella UNI EN 772-1:2002.

Muratura in **TUFO ESISTENTE:**

Per muratura **esistente** si adottano i seguenti parametri (NTC 08) :

Livello di conoscenza (par. C8 A.1.4 Circ. 617/2009) : **LC2**

Fattore di confidenza : **FC = 1.20**

- LC1
  - Resistenze: valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
  - Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

EDIFICI IN MURATURA NORME TECNICHE 2008
CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

TABELLA C8A.2.1 caratteristiche di base delle murature

Tipologia di muratura	fm	τo	E	G	w
	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq	kN/mc
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari	1.00 1.80	0.020 0.032	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	2.00 3.00	0.035 0.051	1020 1440	340 480	20
Muratura formata da pietre a spacco con buona tessitura	2.60 3.80	0.056 0.074	1500 1980	500 660	21
Muratura in conci di pietra tenera (tufo calcarenite e simili)	1.40 2.40	0.028 0.042	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	6.00 8.00	0.090 0.120	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2.40 4.00	0.060 0.092	1200 1800	400 600	18
Muratura di mattoni semipieni con malta cementizia (es:doppio UNI foratura <45%	5.00 8.00	0.240 0.320	3500 5600	875 1400	15
Muratura di blocchi laterizi semipieni con percentuale foratura < 45%	4.00 6.00	0.300 0.400	3600 5400	1080 1620	12
Muratura di blocchi laterizi semipieni con giunti verticali a secco (perc. Forat.< 45%)	3.00 4.00	0.100 0.130	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. Foratura < 45%)	1.50 2.00	0.095 0.125	1200 1600	300 400	12
Muratura blocchi di calcestruzzo semipieni (perc. Foratura < 45%)	3.00 4.40	0.180 0.240	2400 3520	600 880	14

TABELLA C8A.2.2 coefficienti correttivi

Tipologia di muratura	malta buona	giunti sottili <10mm	ricorsi o listature	nucleo scad.e/o ampio	conn. trasv.	iniezione miscele leganti	intonaco armato*
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari	1.50	-	1.3	0.9	1.5	2	2.5
Muratura a conci sbozzati, con paramento	1.40	1.20	1.2	0.8	1.5	1.7	2

di limitato spessore e nucleo interno							
Muratura formata da pietre a spacco con buona tessitura	1.30	-	1.1	0.8	1.3	1.5	1.5
Muratura in conci di pietra tenera (tufo calcarenite e simili)	1.50	1.20	-	0.9	1.5	1.7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1.20	1.20	-	0.7	1.2	1.2	1.2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1.50	1.50	-	0.7	1.3	1.5	1.5
* valori da ridurre convenientemente nel caso di murature di forte spessore (p.es. >70 cm)							

N.B. i vari coefficienti non influiscono su tutte le caratteristiche meccaniche:

	Coeff	fm	τo	E	G
1- applicato a fm, τ0,E, G	1	1	1	1	1
2- applicato a fm, τ0,E, G (per τ0 al 50%)	1	1	1	1	1
3- applicato a fm, τ0	1	1	1	1	1
4- applicato a fm, τ0,E, G	1	1	1	1	1
5- applicato a fm, τ0	1	1	1	1	1
6- applicato a fm, τ0,E, G	1	1	1	1	1
7- applicato a fm, τ0,E, G	1	1	1	1	1
		1.00	1.00	1.00	1.00

Tipologia di muratura:	fm	τo	E	G	w
Muratura in pezzame di tufo con ricorsi e	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq	kN/mc
spallette in mattoni pieni.	min-max	min-max	min-max	min-max	
Caratteristiche di base	1.40	0.028	900	300	16
	2.40	0.042	1260	420	
coefficienti correttivi da tabella	1.0	1.00	1.00	1.00	1.0

Valori delle caratteristiche meccaniche	**1.40**	**0.03**	**900**	**300**	**16**
	2.4	**0.042**	**1260**	**420**	
Valori di calcolo (fk=fm x 0.75, τk=t0 x 0.75)	**1.05**	**0.02**	**630**	**210**	
E e G ridotti del 30% per fessurazione (C8A2)	**1.80**	**0.03**	**882**	**294**	
Valori di calcolo minimi LC2	**1.050**	**0.021**	**630**	**210**	**16**
Fattore di confidenza FC	**1.200**				
Valori di calcolo utilizzati fk / FC	**0.875**	**0.0175**	**525**	**175**	**16**

DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE

Sono previsti tre livelli di conoscenza delle murature: **LC1, LC2, LC3**

LC1: indagini in situ limitate a classificazione visiva

LC2: saggi sulle murature, prove con martinetti, prove sclerometriche o soniche

LC3: oltre alle prove di LC2, prove di compressione e taglio in laboratorio

LC1: per le caratteristiche di resistenza (fk e τk) si prendono i valori minimi della tabella
per i moduli elastici E e G si prendono i valori medi degli intervalli della tabella
Fattore di confidenza Fc = 1.35

LC2: per le caratteristiche di resistenza (fk e τk) si prendono i valori medi della tabella
per i moduli elastici E e G si prendono i valori medi degli intervalli della tabella
Fattore di confidenza Fc = 1.20

LC3: caso A (tre o più valori sperim.)per i valori fk e τk si prendono i valori medi delle prove
per i moduli E e G si prendono i valori medi della tabella o i valori medi delle prove

LC3: caso B (due valori sperimentali)per i valori fk e τk si prendono i valori :
1) se il valore sperimentale è tra il minimo e il max della tabella si prende il valore medio tab

2) se il valore sperimentale è maggiore del max della tabella si prende il val.max di tabella
3) se il valore sperimentale è inferiore al min.della tabella si prrende il valore sperimentale
per i moduli E e G si prendono i valori medi della tabella o i valori medi delle prove

LC3: caso C (un valore sperimentale)per i valori fk e τk si prendono i valori :
1) se il valore sperimentale è tra il minimo e il max della tabella si prende il valore medio tab
2) se il valore sperimentale è maggiore del max di tabella si prende il valore medio di tabella
3) se il valore sperimentale è inferiore al minimo di tabella si prrende il valore sperimentale
per i moduli E e G si prendono i valori medi della tabella o i valori medi delle prove

Fattore di confidenza Fc = 1.00

Resistenza caratteristica a compressione:

f_{mk} = 0.875 N/mm^2

Coeff. di sicurezza: 3.00

Resistenza di calcolo a compressione:

f_{md} = 0.291 N/mm^2

Peso specifico muratura:

γ = 16 KN/m^3

Resistenza caratteristica a taglio muratura:

$f_{vk} = f_{vko} + 0.40\ \sigma_n$

con:

f_{vko}= 0.0175 N/mm^2 (resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali)

σ_n = tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Coeff. di sicurezza: 3.00

Resistenza di calcolo a taglio:

f_{vd} = 0.0058 N/mm^2

Modulo di elasticità normale secante:

E = 525 N/mm^2

Modulo di elasticità tangenziale secante:

G = 175 N/mm^2

9.1 Protezione al fuoco ed alla corrosione

Tutti gli elementi in acciaio in barre da armatura per c.a. saranno protetti dalla corrosione mediante opportuno copriferro minimo specificato negli elaborati grafici strutturali in base alla classe di esposizione del cls.

Tutti gli elementi strutturali in acciaio dovranno essere protetti dalla corrosione mediante zincatura a caldo, o in alternativa protezione con antiruggine più verniciatura, o impiego di acciaio inox.

Tutti gli elementi strutturali in acciaio dovranno essere protetti dal fuoco mediante l'utilizzo di prodotti od elementi certificati in grado di fornire l'eventuale grado di protezione R eventualmente richiesto.

10 Normativa di riferimento

La presente relazione è stata redatta in conformità alla normativa attualmente vigente:

- **L.1086 05/11/1971** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **NTC 2008 (D.M. 14/01/2008)** - Norme tecniche per le costruzioni.
- **Circ. 617 02/02/2009** – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14/01/2008.

11 Analisi delle azioni sulla struttura

11.1 Peso proprio della struttura

Il peso proprio della struttura, viene computato automaticamente dal programma in base alla sezione dell'elemento ed al materiale impostato.

Per quanto riguarda il c.a. è stato considerato un peso proprio unitario di 25.0 kN/ m^3.
Per quanto riguarda l'acciaio è stato considerato un peso proprio unitario di 78.5 kN/ m^3.

Per quanto riguarda la muratura in laterizio pieno al fine di tener conto degli strati di intonaco interno ed esterno è stato considerato un peso proprio unitario pari a 19.00 kN/ m^3.

Per quanto riguarda la muratura in laterizio pieno al fine di tener conto degli strati di intonaco interno ed esterno è stato considerato un peso proprio unitario pari a 19.00 kN/ m^3.

Per quanto riguarda la muratura in tufo al fine di tener conto degli strati di intonaco interno ed esterno è stato considerato un peso proprio unitario pari a 17.00 kN/ m^3.

11.2 Carichi accidentali di esercizio

11.3 Sollecitazioni sismiche

L'opera è stata progettata in conformità con quanto prescritto dalla legge 05/11/71 n. 1086 e segg. e successivi decreti di attuazione. Il calcolo delle azioni sismiche azioni è stato condotto, sempre in accordo con la Normativa, per strutture ricadenti in zona sismica come da D.M. 14/01/08 (NTC 08) .

Il calcolo delle azioni sugli elementi è stata condotto attraverso il software POR200 (prodotto da Newsoft srl.) il quale utilizza un codice di calcolo per l'analisi statica non lineare per strutture in muratura.

L'area interessata dalla costruzione è situata nel comune di Roma (RM), con coordinate geografiche:

Località: Roma
Provincia: Roma
Regione: Lazio

Coordinate Geografiche:

Latitudine: 41.91469299 N

Longitudine 12.47517943 E



Vita nominale della costruzione

Vn = >50 anni - Opere ordinarie, ponti , opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

Classe d'uso della costruzione:

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi

Periodo di riferimento per l'azione sismica:

$V_R = V_n \times C_u$

$V_n = 50$ anni

$C_u = 1.50$

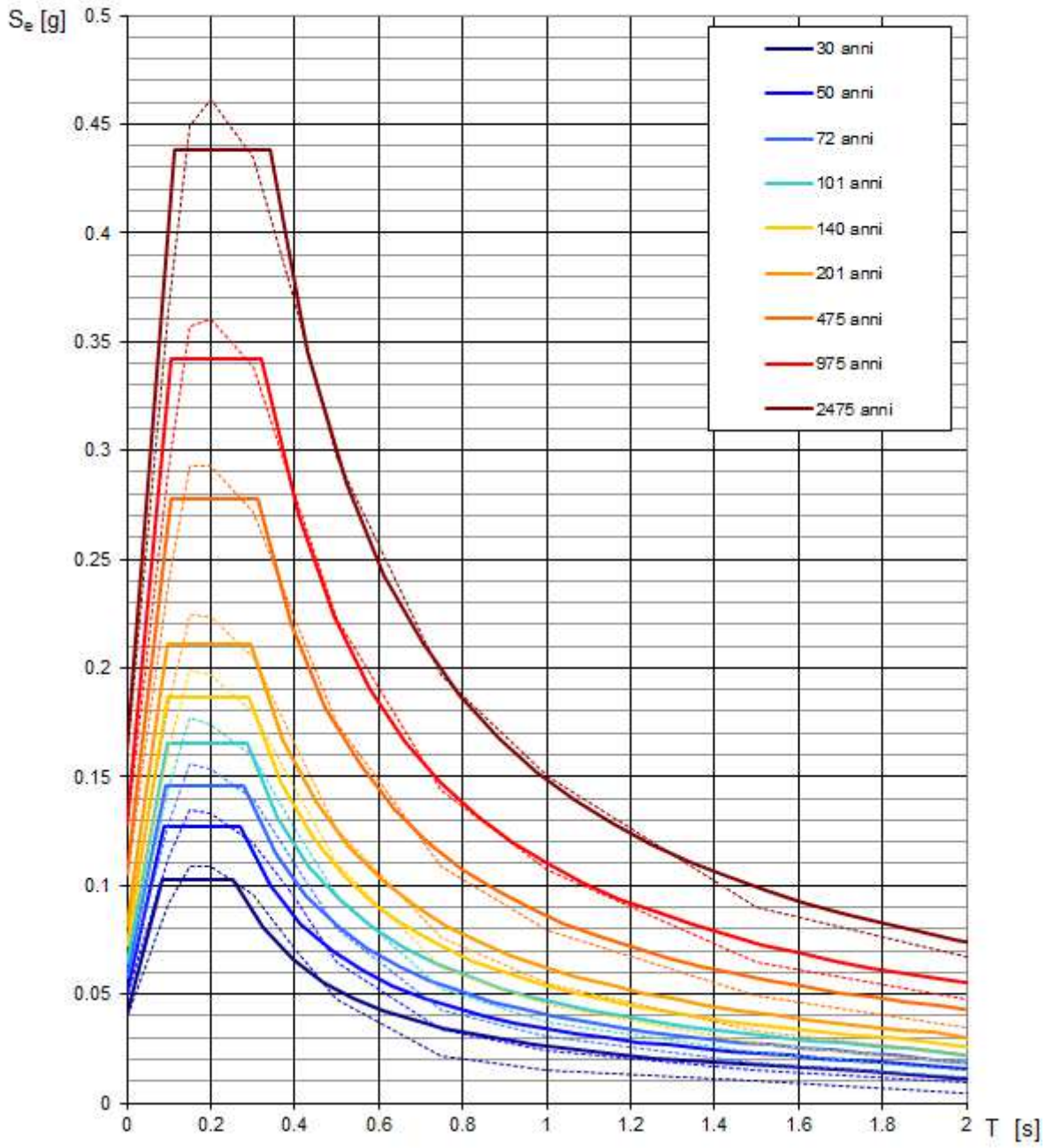
$V_R = 75$ anni.

Da cui derivano i seguenti parametri di sismicità di base del sito (D.M. 14/01/2008) per un tempo medio di ritorno pari a:

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.041	2.535	0.254
50	0.050	2.518	0.270
72	0.057	2.536	0.279
101	0.065	2.558	0.285
140	0.072	2.576	0.290
201	0.081	2.597	0.296
475	0.105	2.643	0.311
975	0.128	2.670	0.322
2475	0.162	2.700	0.340

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Categoria di sottosuolo (D.M. 2008)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 (D.M. 2008). In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

In conformità ad i risultati della indagine MASW , riportata nella relazione geologica allegata, è possibile attribuire ai terreni la seguente categoria secondo NTC 2008:

Categoria **C** (Tab. 3.2.II e 3.2.III) D.M. 2008.
(*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s , ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina*).

Categoria topografica

T1

Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i < 15°

Per i sottosuoli i coefficienti Ss e Cc valgono :

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Ai fini della progettazione antisismica con comportamento strutturale dissipativo gli effetti delle azioni sismiche saranno calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto elastico sopra descritto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (§ 3.2.3.5 D.M. 14/01/2008).
Lo spettro di risposta elastico, quindi sarà diviso per il coefficiente q di struttura, variabile per ogni edificio, in relazione alla riserva di duttilità da attingere nei confronti delle sollecitazioni di progetto allo SLV e SLC.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, sarà funzione poi delle caratteristiche tipologiche e di regolarità della struttura in esame, del suo grado di iperstaticità e dei criteri di progettazione adottati, tenendo conto le non linearità di comportamento del materiale strutturale utilizzato.

Coefficiente di struttura (par. C8.7.1.2 Cir. 617/2009):

$q = 1.50 \times \alpha u / \alpha 1$

$\alpha u / \alpha 1 = 1.50$ (edificio in muratura non regolare in elevazione)

q =2.25

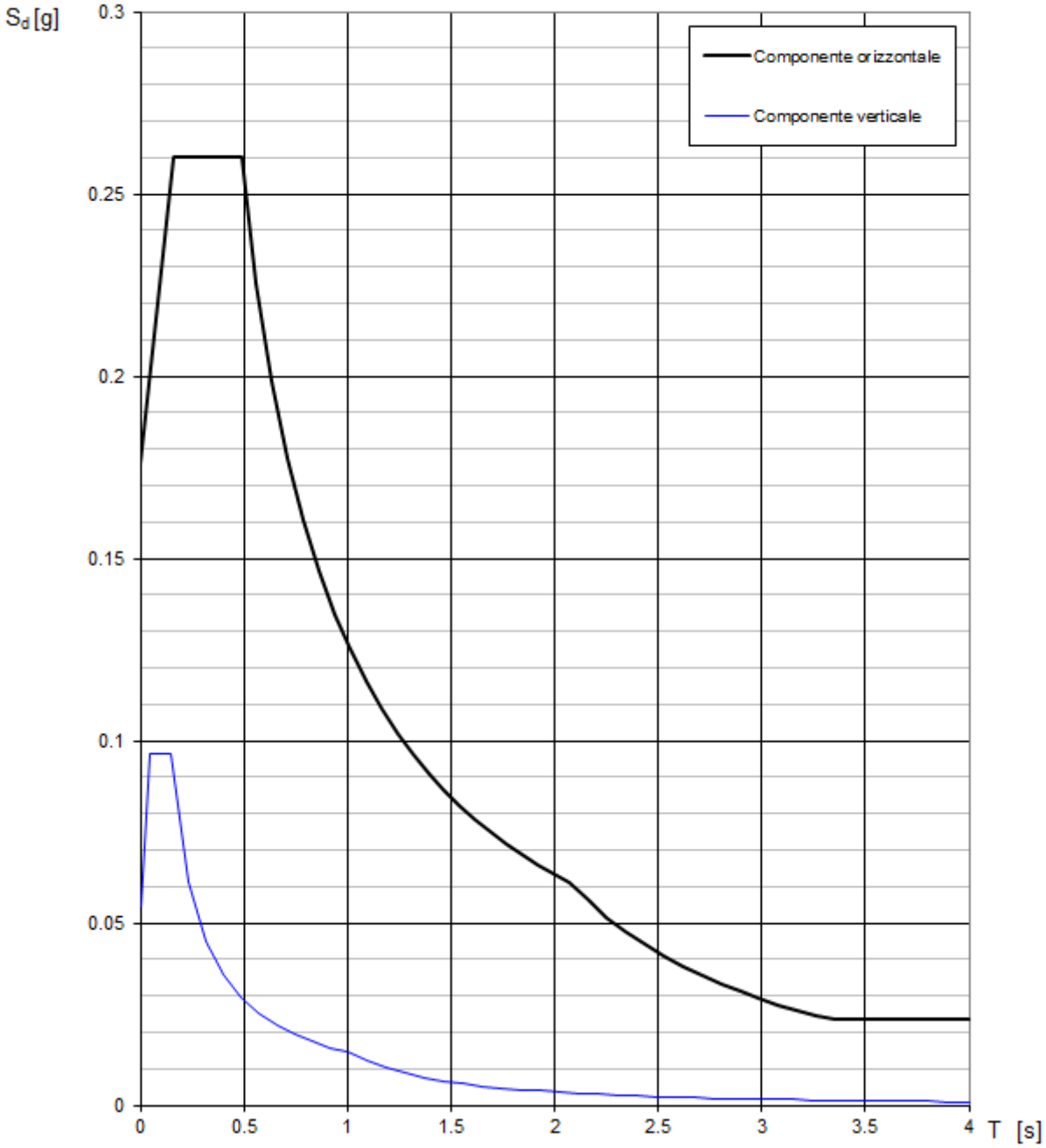
Il fattore di struttura q che interviene nello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite ultimo può essere ricavato tramite la seguente relazione:

Si precisa che il fattore di struttura orizzontale è utilizzato solo nell'ambito delle verifiche sismiche locali e non interviene nell'ambito dell'analisi pushover, nella quale si fa riferimento agli spettri elastici.

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

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.048	2.521	0.266
SLD	75	0.058	2.539	0.280
SLV	712	0.117	2.658	0.317
SLC	1462	0.142	2.683	0.330

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



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.138 g
F_o	2.615
T_C^*	0.281 s
S_S	1.484
C_C	1.595
S_T	1.000
q	1.800

Parametri dipendenti

S	1.484
η	0.556
T_B	0.150 s
T_C	0.449 s
T_D	2.150 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

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

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

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

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

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

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

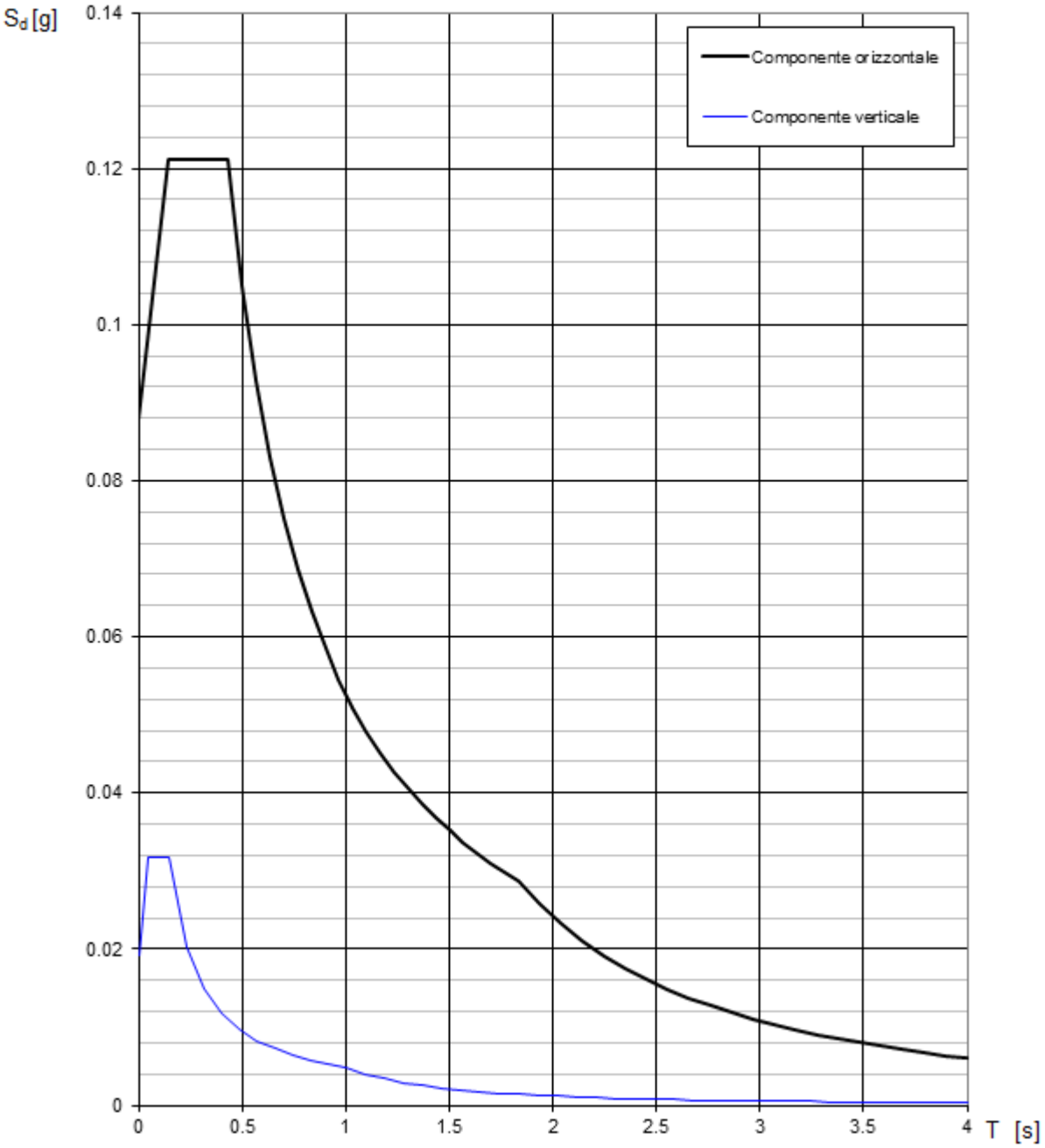
$T_D \leq T$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]	
0.000	0.204	
0.150	0.297	T_B
0.449	0.297	T_C
0.530	0.251	
0.611	0.218	
0.692	0.192	
0.773	0.172	
0.854	0.156	
0.935	0.142	
1.016	0.131	
1.097	0.121	
1.178	0.113	
1.259	0.106	
1.340	0.099	
1.421	0.094	
1.502	0.089	
1.583	0.084	
1.664	0.080	
1.745	0.076	
1.826	0.073	
1.907	0.070	
1.988	0.067	
2.069	0.064	
2.150	0.062	T_D
2.239	0.057	
2.327	0.053	
2.415	0.049	
2.503	0.046	
2.591	0.043	
2.679	0.040	
2.767	0.037	
2.855	0.035	
2.943	0.033	
3.031	0.031	
3.119	0.029	
3.207	0.028	
3.295	0.028	
3.383	0.028	
3.472	0.028	
3.560	0.028	
3.648	0.028	
3.736	0.028	
3.824	0.028	
3.912	0.028	
4.000	0.028	

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



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.117 g
F_o	2.658
T_C^*	0.317 s
S_S	1.500
C_C	1.534
S_T	1.000
q	1.800

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.556
T_B	0.162 s
T_C	0.487 s
T_D	2.070 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

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

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

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

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

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

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

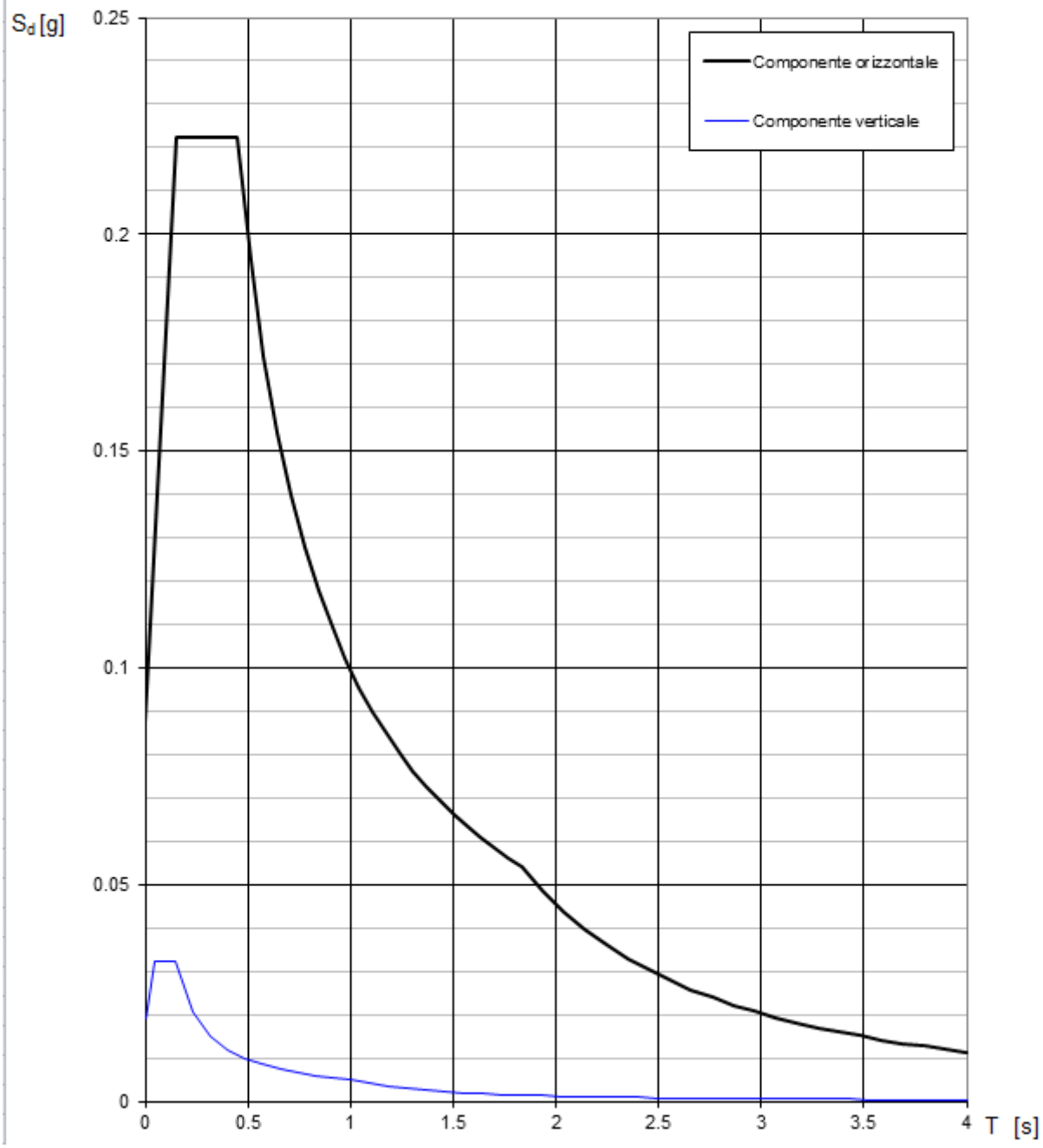
$T_D \leq T$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.176
T_B	0.162	0.260
T_C	0.487	0.260
	0.562	0.225
	0.637	0.199
	0.713	0.178
	0.788	0.161
	0.864	0.147
	0.939	0.135
	1.014	0.125
	1.090	0.116
	1.165	0.109
	1.240	0.102
	1.316	0.096
	1.391	0.091
	1.467	0.086
	1.542	0.082
	1.617	0.078
	1.693	0.075
	1.768	0.072
	1.844	0.069
	1.919	0.066
	1.994	0.063
T_D	2.070	0.061
	2.162	0.056
	2.254	0.052
	2.346	0.048
	2.437	0.044
	2.529	0.041
	2.621	0.038
	2.713	0.036
	2.805	0.033
	2.897	0.031
	2.989	0.029
	3.081	0.028
	3.173	0.026
	3.265	0.025
	3.357	0.023
	3.449	0.023
	3.540	0.023
	3.632	0.023
	3.724	0.023
	3.816	0.023
	3.908	0.023
	4.000	0.023

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



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD	
a_g	0.058	g
F_o	2.539	
T_C^*	0.280	s
S_S	1.500	
C_C	1.599	
S_T	1.000	
q	1.000	

Parametri dipendenti

S	1.500	
η	1.000	
T_B	0.149	s
T_C	0.447	s
T_D	1.834	s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.088
T_B ←	0.149	0.222
T_C ←	0.447	0.222
	0.513	0.194
	0.579	0.172
	0.645	0.154
	0.711	0.140
	0.777	0.128
	0.843	0.118
	0.909	0.109
	0.975	0.102
	1.041	0.096
	1.107	0.090
	1.173	0.085
	1.239	0.080
	1.305	0.076
	1.371	0.073
	1.437	0.069
	1.504	0.066
	1.570	0.063
	1.636	0.061
	1.702	0.058
	1.768	0.056
T_D ←	1.834	0.054
	1.937	0.049
	2.040	0.044
	2.143	0.040
	2.246	0.036
	2.349	0.033
	2.453	0.030
	2.556	0.028
	2.659	0.026
	2.762	0.024
	2.865	0.022
	2.968	0.021
	3.072	0.019
	3.175	0.018
	3.278	0.017
	3.381	0.016
	3.484	0.015
	3.587	0.014
	3.691	0.013
	3.794	0.013
	3.897	0.012
	4.000	0.011

11.4 Neve

CARICO DELLA NEVE NTC 2008 (D.M. 14/01/2008) cap. 3.4

VALORE CARATTERISTICO DELLA NEVE AL SUOLO

ZONA GEOGRAFICA

Codice zona	3	
Altezza	40	as (m)

Codice zona	ZONA	*as <=200m* qsk (KN/m2)	*as >200m* qsk (KN/m2)
0	**I Alpina**	**1.50**	1.39
1	**I Mediterr.**	**1.50**	1.36
2	**II**	**1.00**	0.86
3	**III**	**0.60**	0.51

	1	Matrice colonna dati di riferimento
qsK	0.60	Carico caratteristico della neve al suolo (KN/m2)

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Tabella 3.4.I – *Valori di C_E per diverse classi di topografia*

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Ce	1.0	Coefficiente di esposizione (3.4.3)

COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Ct	1.0	Coefficiente termico

COEFFICIENTE DI FORMA

Copertura a singola falda o prima falda

α1	23	Angolo di inclinazione dall'orizzontale
μ1	0.80	Coefficiente di forma

Seconda falda

α2	23	Angolo di inclinazione dall'orizzontale	(N.B. In caso di falda unica inserire "no")
0.50 x μ1	0.40	Coefficiente di forma	

CARICO DELLA NEVE SULLA COPERTURA

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \qquad (3.3.7)$$

Copertura a singola falda o prima falda

qs	0.60	KN/m2
Ce	1.0	
Ct	1.0	

μ1	0.800	
qs	0.480	KN/m2

Seconda falda

qs	0.60	KN/m2
Ce	1.0	
Ct	1.0	
0.50 x μ1	0.400	
qs	0.240	KN/m2

11.5 Vento

AZIONI DEL VENTO NTC 2008 (D.M. 14/01/2008) cap. 3.3

ZONE GEOGRAFICHE *Tabella 3.3.I*

Zona	Descrizione	vb,0 [m/s]	a0 [m]	ka [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.01
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.02
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.02
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.02
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.01
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.02

ZONA:	3	
as	40	altezza sito (m)
vb0	27	velocità del vento (m/sec)
a0	500	altezza di riferimento (m)
Ka	0.02	

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \le a_0$$
$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \le 1500 \text{ m} \qquad (3.3.1)$$

vb	27	Velocità di riferimento (3.3.1)

CORREZIONE IN FUNZIONE DEL TEMPO MEDIO DI RITORNO TR

$$v_b(T_R) = \alpha_R \, v_b \qquad (C3.3.1)$$

$$\alpha_R = 0.75\sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right]} \qquad (C3.3.2)$$

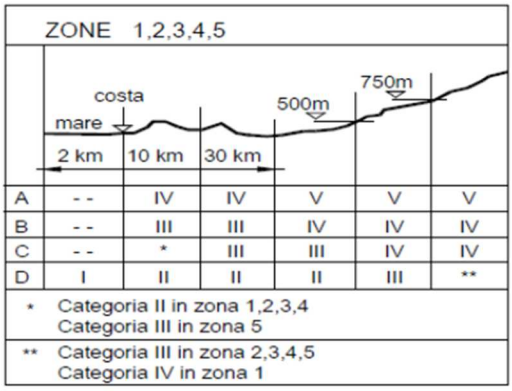
TR	75	Tempo medio di ritorno (anni)
αR	1.02	Coefficiente correttivo in funzione di Tr
vb(TR)	28	Velocità di riferimento corretta secondo Tr (C.3.3.1)

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Tabella 3.3.III - *Classi di rugosità del terreno*

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.	

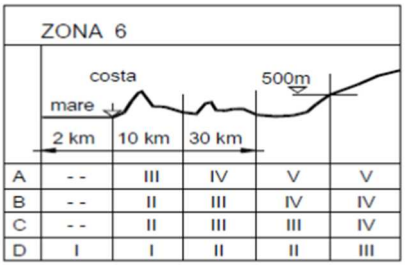
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE SITO



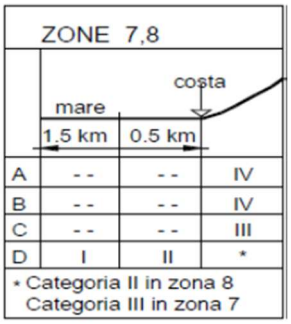
A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

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

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

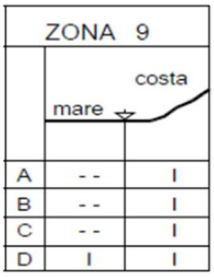


A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

Classe	**B**	Classe di rugosità del terreno

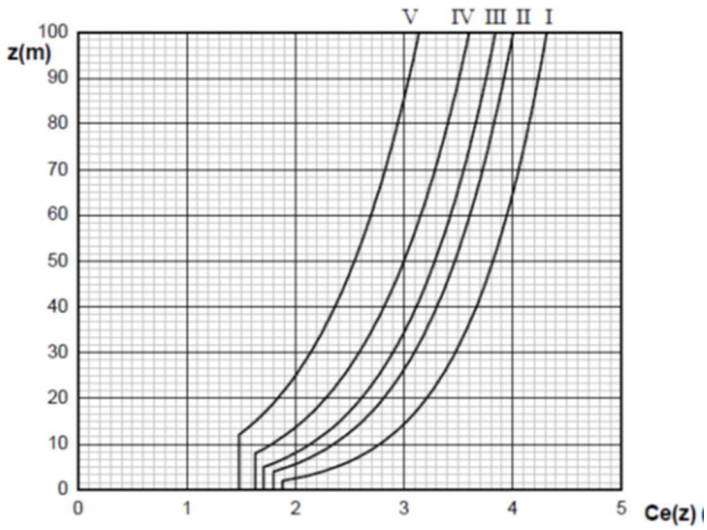
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE SITO

Tabella 3.3.II

	ID	Kr	Z0 (m)	Zmin (m)	CeZmin
I	(1)	0.17	0.01	2	1.88
II	(2)	0.19	0.05	4	1.80
III	(3)	0.20	0.10	5	1.71
IV	(4)	0.22	0.30	8	1.63
V	(5)	0.23	0.70	12	1.48

	3	ID categoria di esposizione della costruzione
Categoria	**III**	Categoria di esposizione della costruzione
Kr	**0.20**	
Z0	**0.10**	
zmin	**5**	altezza minima di riferimento (m)
z	**9**	altezza della costruzione (m)
Ce (Z=>Zmin)	2.07	Coefficiente di esposizione per Z=>Zmin
Ce (Z<Zmin)	1.71	Coefficiente di esposizione per Z<Zmin

$$c_e(z) = k_r^2\, c_t \ln(z/z_0)\,[7 + c_t \ln(z/z_0)] \qquad \text{per } z \geq z_{min}$$
$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \qquad \text{per } z < z_{min} \qquad (3.3.5)$$



Ce	**2.07**	Coefficiente di esposizione

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = \frac{1}{2}\rho v_b^2$$

vb(Tr)	28	Velocità di riferimento del vento corretta secondo Tempo medio di ritorno (m/s)
ρ	1.25	Densità dell'aria (Kg/m3)
qb	477.3	Pressione cinetica di riferimento (N/m2)
qb	**0.477**	Pressione cinetica di riferimento (KN/m2)
Ct	**1.00**	Coefficiente di topografia
Cd	**1.00**	Coefficiente dinamico

Pressione del vento

$$p = q_b\, c_e\, c_p\, c_d$$

Pressione del vento su faccia verticale esposta al vento

qb	0.477	Pressione cinetica di riferimento (KN/m2)
Ce	2.07	Coefficiente di esposizione
Ct	1.00	Coefficiente di topografia
Cd	1.00	Coefficiente dinamico
Cp	1.00	Coefficiente aerodinamico o di forma
p	**0.988**	Pressione del vento (KN/m2)

Pressione del vento su faccia verticale dalla parte opposta al vento

qb	0.477	Pressione cinetica di riferimento (KN/m2)
Ce	2.07	Coefficiente di esposizione
Ct	1.00	Coefficiente di topografia

Cd	1.00	Coefficiente dinamico
Cp	0.60	Coefficiente aerodinamico o di forma
p	**0.593**	Pressione del vento (KN/m2)

Pressione del vento sulla falda esposta al vento

qb	0.477	Pressione cinetica di riferimento (KN/m2)
Ce	2.07	Coefficiente di esposizione
Ct	1.00	Coefficiente di topografia
Cd	1.00	Coefficiente dinamico
α	23	Angolo di inclinazione della falda
Cp	0.51	Coefficiente aerodinamico o di forma
p	**0.504**	Pressione del vento (KN/m2)

Pressione del vento sulla falda dalla parte opposta al vento

qb	0.477	Pressione cinetica di riferimento (KN/m2)
Ce	2.07	Coefficiente di esposizione
Ct	1.00	Coefficiente di topografia
Cd	1.00	Coefficiente dinamico
α	23	Angolo di inclinazione della falda
Cp	0.60	Coefficiente aerodinamico o di forma
p	**0.593**	Pressione del vento (KN/m2)

Azione tangenziale del vento

$$p_f = q_b \, c_e \, c_f$$

qb	0.477	Pressione cinetica di riferimento (KN/m2)
Ce	2.07	Coefficiente di esposizione
Cf	0.04	Coefficiente di attrito
pf	**0.040**	Pressione del vento (KN/m2)

Carico applicato sulle falde del tetto.

Per l'edificio si considera il carico dovuto alle azioni sismiche come maggiormente vincolante per la struttura.

11.6 Carichi accidentali di esercizio

Carichi accidentali balconi, scale comuni, zone comuni esterne, sale convegni :

- carico accidentale cat. C2 - NTC 2008 4.00 KN/m^2

Sottotetto, sola manutenzione.

- carico accidentale cat. H1 - NTC 2008 0.50 KN/m^2

Copertura:

- carico accidentale vento - NTC 2008 1.00 KN/m^2

11.7 Definizione dei carichi agenti sulla struttura

11.8 Analisi dei carichi solai

S1 - Solaio piano terra

Componente	**Peso**
Soletta in c.a. superiore s= 5 cm.	1.25 kN/m^2
Travetto 10x20 i=50 cm. in c.a. autoportante per il getto	1.20 kN/m^2
Pignatta in laterizio 40x20 i=50 cm.	0.96 kN/m^2
G1 - Totale	**3.41 kN/m^2**

Componente	**Peso**
Strato di tenuta all' acqua	0.02 kN/m^2
Strato di isolamento termico. Pannelli rigidi di polistirene espanso estruso sp. 6 cm.	0.18 kN/m^2
Barriera al vapore con fogli di polietilene	0.00 kN/m^2
Strato di regolarizzazione massetto di sottofondo alleggerito con pannelli radianti sp. 13 cm	1.50 kN/m^2
Strato di finitura sp. 1 cm	0.20 kN/m^2
Tramezzi (eventuali divisori leggeri)	1.20 kN/m^2
G2 - Totale	**3.10 kN/m^2**

Accidentali	**Peso**
C2 NTC 2008 Università (Sale convegni)	4.00 kN/m^2
Q1K - Totale	**4.00 kN/m^2**

S2 - Solaio piano terra

Componente	**Peso**
Soletta in c.a. superiore s= 5 cm.	1.25 kN/m^2
Travetto 10x20 i=50 cm. in c.a. autoportante per il getto	1.20 kN/m^2
Pignatta in laterizio 40x20 i=50 cm.	0.96 kN/m^2
G1 - Totale	**3.41 kN/m^2**

Componente	**Peso**
Strato di tenuta all' acqua	0.02 kN/m^2
Strato di isolamento termico. Pannelli rigidi di polistirene espanso estruso sp. 6 cm.	0.18 kN/m^2
Barriera al vapore con fogli di polietilene	0.00 kN/m^2
Strato di regolarizzazione massetto di sottofondo alleggerito con pannelli radianti sp. 13 cm	1.50 kN/m^2
Strato di finitura – Pavimento in gres porcellanato sp. 1 cm.	0.20 kN/m^2
Tramezzi (eventuali divisori leggeri)	1.20 kN/m^2
G2 - Totale	**3.10 kN/m^2**

Accidentali	**Peso**
C2 NTC 2008 Università (Sale convegni)	4.00 kN/m^2
Q1K - Totale	**4.00 kN/m^2**

Nota:

Il solaio S2 da un punto di vista strutturale è stato assimilato al solaio S1, risultando costituito dalle stesse componenti strutturali (solaio laterocementizio H=20+5 con traliccio autoportante) , e risultando dall' analisi dei carichi analoghi valori per i carichi G1, G2, e Q1K.

Risulta uniformato così il piano terra per i carichi nel modello per le aule e le zone comuni.

S3 - Solaio controterra locale impianti

Componente	Peso
Soletta in c.a. s= 40 cm. di fondazione	10.00 kN/m^2
G1 - Totale	**10.00 kN/m^2**

Componente	Peso
Strato di tenuta all' acqua	0.02 kN/m^2
Strato di isolamento termico. Pannelli rigidi di polistirene espanso estruso sp. 6 cm.	0.18 kN/m^2
Barriera al vapore son fogli di polietilene	0.00 kN/m^2
Strato di regolarizzazione massetto di sottofondo alleggerito sp. 8 cm	1.00 kN/m^2
Strato di finitura – Pavimento in gres porcellanato.	0.20 kN/m^2
Tramezzi (eventuali divisori leggeri)	1.20 kN/m^2
G2 - Totale	**2.60 kN/m^2**

Accidentali	Peso
Locale impianti	4.00 kN/m^2
Q1K - Totale	**4.00 kN/m^2**

S4 - Solaio interpiano con IPE 120 o IPE 140 o HEA 140 (Valido anche per S4A, S4B, S4C)

Componente	**Peso**
Travi in acciaio HEA 140, IPE 140 o IPE 120 i=80cm.	0.20 kN/m^2
Soletta superiore in c.a.+ riempim. laterale	1.80 kN/m^2
G1 - Totale	**2.00 kN/m^2**

Componente	**Peso**
Strato di finitura inferiore: controsoffitto con lastre in calcio silicato sp. 10mm REI120 compresi profili a “C” di supporto	0.12 kN/m^2
Tavellone inferiore s= 4 cm.	0.30 kN/m^2
Tavellone inferiore s= 6 cm.	0.40 kN/m^2
Strato di regolarizzazione massetto di sottofondo alleggerito con pannelli radianti sp. 6 cm	0.70 kN/m^2
Pavimento autolivellante realizzato con resine poliuretaniche sp. 1 cm	0.18 kN/m^2
Tramezzi	1.60 kN/m^2
G2 - Totale	3.30 kN/m^2
G2 – Totale arrotondato per eccesso in favore di sicurezza	**3.40 kN/m^2**

Accidentali	**Peso**
C2 NTC 2008 Università (Sale convegni)	4.00 kN/m^2
Q1K - Totale	**4.00 kN/m^2**

S5 - Solaio interpiano con IPE 120 o IPE 140 o HEA 140 isolato (Valido anche per S5A, S5B, S5C)

Componente	**Peso**
Travi in acciaio HEA 140, IPE 140 o IPE 120 i=80cm.	0.20 kN/m^2
Soletta superiore in c.a. + riempim. laterale	1.80 kN/m^2
G1 - Totale	**2.00 kN/m^2**

Componente	**Peso**
Strato di finitura inferiore: controsoffitto con lastre in calcio silicato sp. 12mm REI120 compresi profili a “C” di supporto	0.15 kN/m^2
Strato di isolamento termico sp. 3 cm.	0.05 kN/m^2
Tavellone inferiore s= 4 cm.	0.30 kN/m^2
Tavellone inferiore s= 6 cm.	0.40 kN/m^2
Strato di regolarizzazione massetto di sottofondo alleggerito con pannelli radianti sp. 6 cm	0.70 kN/m^2
Strato di finitura – Pavimento in gres porcellanato sp. 1 cm.	0.20 kN/m^2
Tramezzi	1.60 kN/m^2
G2 - Totale	**3.40 kN/m^2**

Accidentali	**Peso**
C2 NTC 2008 Università (Sale convegni)	4.00 kN/m^2
Q1K - Totale	**4.00 kN/m^2**

Nota:

Il solaio S5 da un punto di vista strutturale è stato assimilato al solaio S4, risultando costituito da simili componenti strutturali (travi in acciaio a doppio “T” e tavelloni con soletta superiore) e risultando dall’ analisi dei carichi analoghi valori per i carichi G1, G2, e Q1K.

Risulta uniformato così il piano intermedio per i carichi nel modello.

S6 - Solaio copertura palazzina

Componente	**Peso**
Travi in acciaio IPE 140 o IPE 120 i=80cm.	0.20 kN/m^2
Soletta superiore in c.a. s= 6 cm. + riempim. laterale	1.80 kN/m^2
G1 - Totale	**2.00 kN/m^2**

Componente	**Peso**
Strato di finitura inferiore: controsoffitto con lastre in calcio silicato sp. 10mm REI120 compresi profili a “C” di supporto	0.12 kN/m^2
Tavellone inferiore s= 6 cm.	0.40 kN/m^2
Tavellone inferiore s= 6 cm.	0.40 kN/m^2
Strato di isolamento termico sp. 8 cm.	0.13 kN/m^2
Strato di regolarizzazione massetto di sottofondo alleggerito per pendenze sp. medio 6 cm (da 2 a 10 cm)	0.70 kN/m^2
Strato di tenuta all’ acqua (doppia guaina)	0.05 kN/m^2
Pavimento in marmette di cemento	0.40 kN/m^2
G2 - Totale	**2.20 kN/m^2**

Accidentali	**Peso**
C2 NTC 2008 Università (Sale convegni)	4.00 kN/m^2
Q1K - Totale	**4.00 kN/m^2**

S8 - Solaio copertura palazzina zona con soletta in c.a. S= 30 cm.

Componente	**Peso**
Soletta in c.a. s=30cm.	7.50 kN/m^2
G1 - Totale	**7.50 kN/m^2**

Componente	**Peso**
Strato di finitura inferiore: controsoffitto con lastre in calcio silicato sp. 10mm REI120 compresi profili a “C” di supporto	0.12 kN/m^2
Strato di isolamento termico sp. 8 cm.	0.13 kN/m^2
Strato di regolarizzazione massetto di sottofondo alleggerito per pendenze sp. medio 6 cm (da 2 a 10 cm)	0.70 kN/m^2
Strato di tenuta all’ acqua (doppia guaina)	0.05 kN/m^2
Pavimento in marmette di cemento	0.40 kN/m^2
G2 - Totale	**1.40 kN/m^2**

Accidentali	**Peso**
C2 NTC 2008 Università (Sale convegni)	4.00 kN/m^2
Q1K - Totale	**4.00 kN/m^2**

S7 - Copertura in acciaio

Componente	**Peso**
Arcarecci scatolari 98x140 s=5 i=150 cm.	0.15 kN/m^2
Lamiera grecata H=55mm. sp. 12/10mm	0.15 kN/m^2
Riempimento in massetto di cls alleggerito γ = 16 kN/mc. s=8cm.	2.00 kN/m^2
G1 - Totale	**2.30 kN/m^2**

Componente	**Peso**
Controsoffitto fonoassorbente	0.05 kN/m^2
Barriera al vapore	0.01 kN/m^2
Strato di isolamento termico sp. 7 cm. a bassa densità	0.06 kN/m^2
Strato di supporto listellatura travetti 60x60mm	0.05 kN/m^2
Strato di supporto tavolato sp. 24 mm.	0.12 kN/m^2
Strato di separazione / tenuta all'acqua impermeabile	0.01 kN/m^2
Strato di finitura superiore lastre di alluminio preverniciato	0.05 kN/m^2
Incidenza media pannelli fotovoltaici	0.15 kN/m^2
G2 - Totale	**0.50 kN/m^2**

Accidentali	**Peso**
Vento	1.00 kN/m^2
Q1K - Totale	**1.00 kN/m^2**

11.9 Coefficienti di combinazione per le verifiche strutturali

Con riferimento al par. 2.5.3 D.M. 14/01/2008.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.3)$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.4)$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.5)$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.6)$$

Tabella 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

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

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

11.10 Combinazioni di carico

Le combinazioni analizzate, maggiormente vincolanti per le singole verifiche, sono evidenziate in particolare nel tabulato di calcolo allegato del modello POR, e corrispondenti a:

- Statica locale utilizzata per le verifiche statiche di tipo locale sulle murature,
- Statica fondazioni utilizzata per le verifiche statiche di tipo locale sulle fondazioni,
- Sismica locale utilizzata per le verifiche sismiche di tipo locale sulle murature,
- Sismica fondazioni utilizzata per le verifiche sismiche di tipo locale sulle fondazioni,
- Sismica pushover utilizzata per le verifiche sismiche globali con analisi pushover.

Le verifiche locali sono eseguite secondo il metodo agli Stati Limite.

	G1	G2	QK.1	EXSLV	EYSLV
SLU1	1.30	1.50	0	0	0
SLU2	1.30	1.50	1.50	0	0
SLU3	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30
SLU4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30
SLE1	1.00	1.00	0	0	0
SLE2	1.00	1.00	1.00	0	0
SLE3	0	0	1.00	0	0

GEO 1(*)	1.30	1.50	1.50	0	0

(*) Approccio 2.

Nel caso siano utilizzate altre combinazioni, maggiormente vincolanti , ai fini della singola verifica, vengono evidenziate nella verifica stessa.

12 Verifiche di resistenza

12.1 Generalità

I calcoli delle caratteristiche di sollecitazione sono stati eseguiti manualmente o con l'ausilio di elaboratore elettronico, con criteri basati sugli usuali metodi teorici della Scienza delle Costruzioni nella ipotesi di comportamento elasto-plastico dei materiali, i diagrammi di comportamento sono quelli di NTC08.
I valori delle sollecitazioni sono determinati considerando le più sfavorevoli disposizioni dei carichi accidentali e considerando l'inviluppo delle massime sollecitazioni riscontrate in seguito ad ognuna delle varie condizioni di carico.
La verifica delle sezioni è stata eseguita manualmente o con elaboratore elettronico, con criteri basati sugli usuali metodi teorici della Tecnica delle Costruzioni; tale verifica è stata eseguita secondo il metodo degli stati limite.
Le verifiche esposte hanno lo scopo di dimostrare la compatibilità delle sezioni strutturali con la soluzione di progetto definitivo, e sono condotte per gli elementi più tipici o rappresentativi, e per gli elementi più sollecitati.

12.2 Verifiche fondazioni

Le verifiche delle tensioni sul terreno di fondazione sono riportate nei tabulati di calcolo dell'analisi push-over dell'edificio in muratura.

12.3 Verifica soletta di fondazione

Si verifica la soletta di fondazione s= 40 cm. nel campo libero costituito dall' interasse degli irrigidimenti , sottoposta alla massima pressione del terreno prevista di progetto.

qd max = 210 kN/m^2 (da tabulati di calcolo SLU) (< 242 kN/m^2 v. Relazione geotecnica , par. 8)

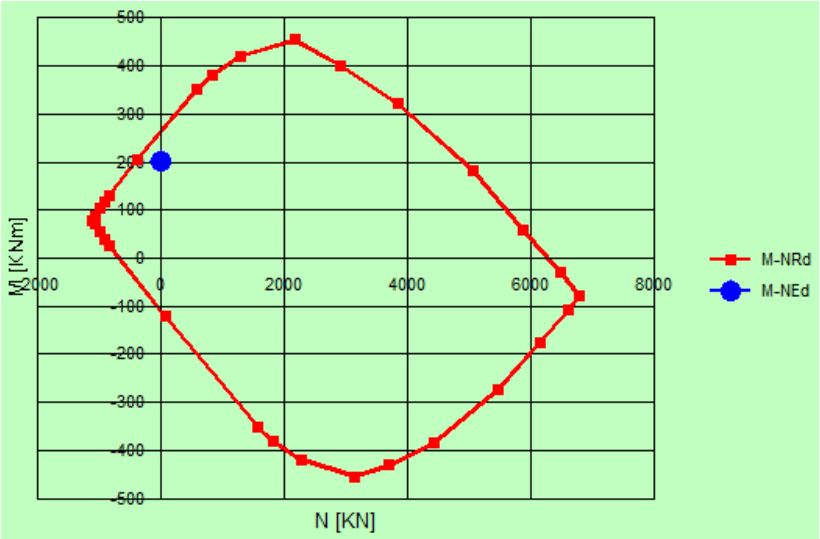
Dimensioni campo = 4.80 mt x 4.80 mt. Si considerano i campi incastrati ai bordi per effetto del cordolo 50x105cm. di bordo.

Qd max = 210 kN /m^2
Si considera una fascia di larghezza pari ad 1 mt.
Momento max = 1/12 PL^2 x 1/2 = 210 kN/m^2 x 4.80^2 m /12 / 2 = 202 kNm/mt

Sezione 100x40
Cls C25/30 – Acciaio B450 C
c= c' = 5 cm.
Armatura sup. = ϕ16/20 sup.

Armatura inf. = ϕ16/20 inf. + rinforzo inf. ϕ20/20 inf.

Mrd = 268 kNm/m (> 202 kNm/m)



12.4 Verifica solaio piano terra in c.a.

Schema a trave continua a 3 campate L= 4.75 + 4.30 + 4.75 m.

Si analizza una fascia pari a 50 cm., corrispondente alla fascia di influenza del singolo travetto.

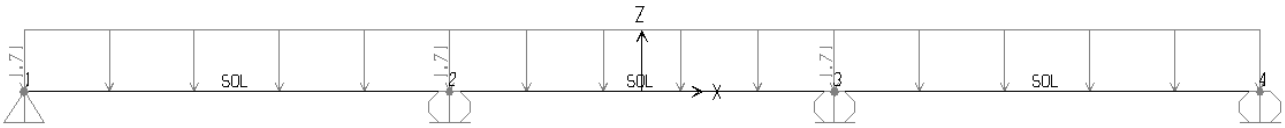
G1 = 3.41 kN/m^2 x 0.50 m = 1.71 kN/ml (*)

G2 = 3.10 kN/m^2 x 0.50 m = 1.55 kN/ml (*)

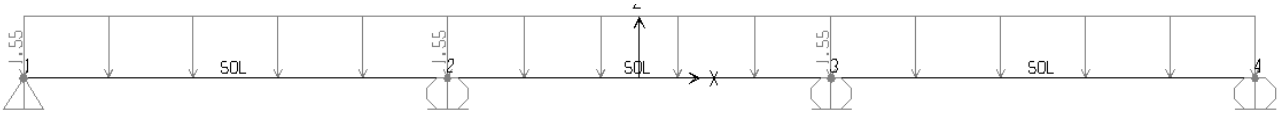
Q1K = 4.00 kN/m^2 x 0.50 m = 2.00 kN/ml (*)

(*) N.B. I valori di sollecitazione sono desunti dai valori nominali di carico applicati nel modello che vengono poi moltiplicati nel modello per i coefficienti parziali per le verifiche allo SLU di NTC08, nelle singole combinazioni di carico.

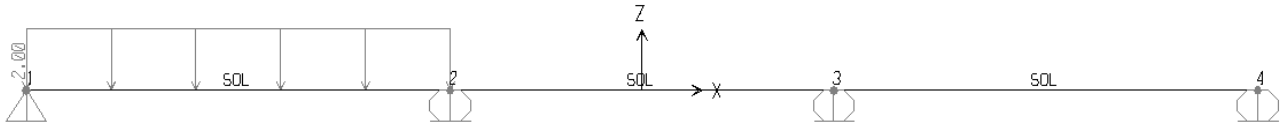
Si veda nei tabulati di calcolo la tabella: Combination Definitions, Part 1 of 3.



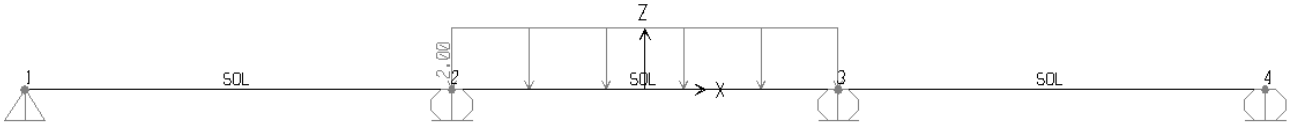
Carichi G1



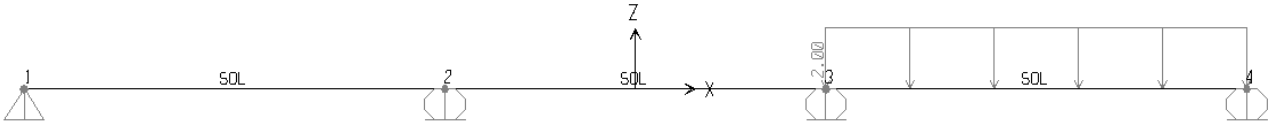
Carichi G2



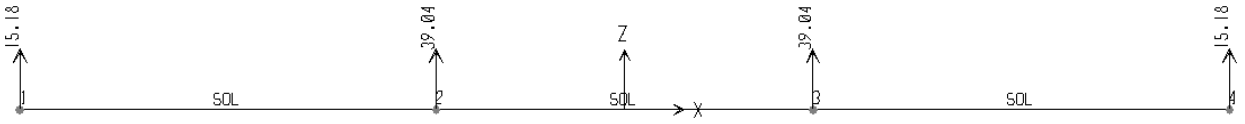
Carichi Q1



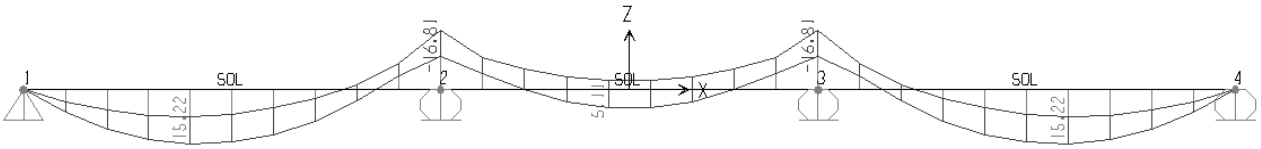
Carichi Q2



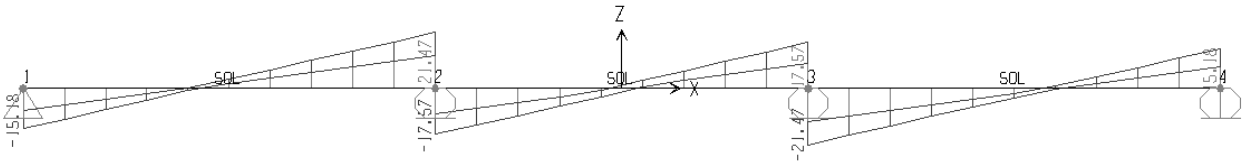
Carichi Q3



Reaz. Vincolari



Momento SLU



Taglio SLU

Verifica a flessione : Mmax negativo

Mmax neg . = -16.81 kNm

Sezione a “T” 12x25 soletta=5 cm.

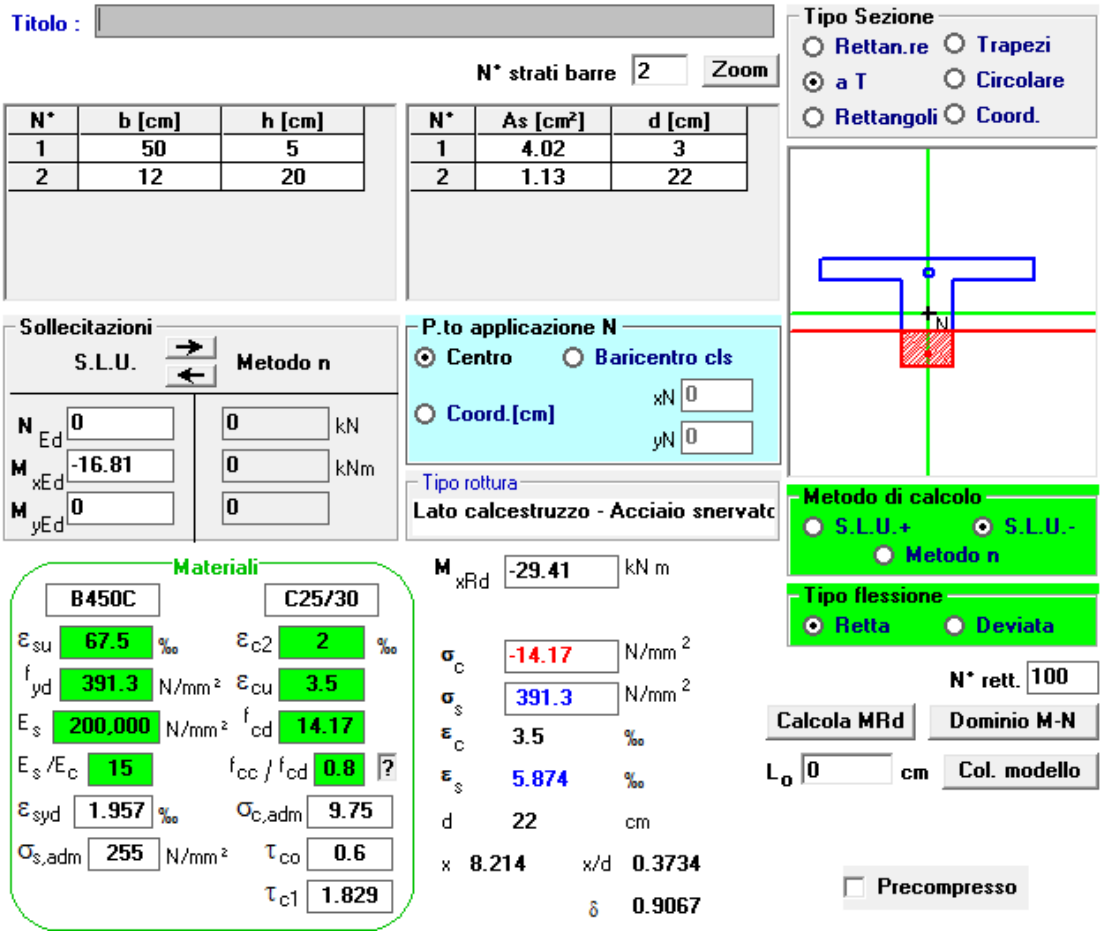
Cls C25/30 – Acciaio B450 C

c= c’ = 3 cm.

Armatura sup. = ϕ16 sup. + ϕ16 sup. rinf.

Armatura inf. = ϕ12 inf.

Mrd = -29.41 kNm (> -16.81 kNm)



Verifica a flessione : Mmax positivo

Mmax pos . = +15.2 kNm

Sezione a “T” 10x25 soletta=5 cm.

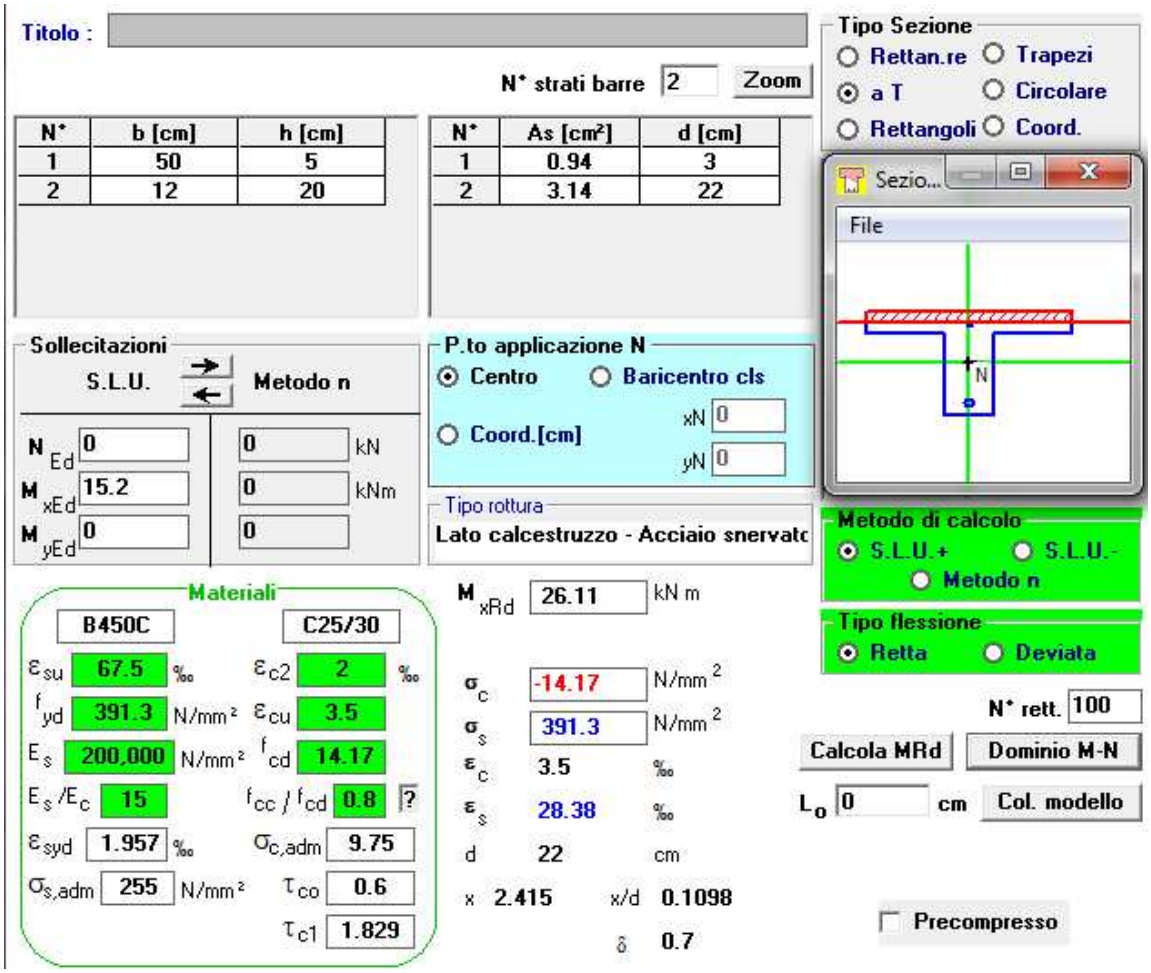
Cls C25/30 – Acciaio B450 C

c= c’ = 3 cm.

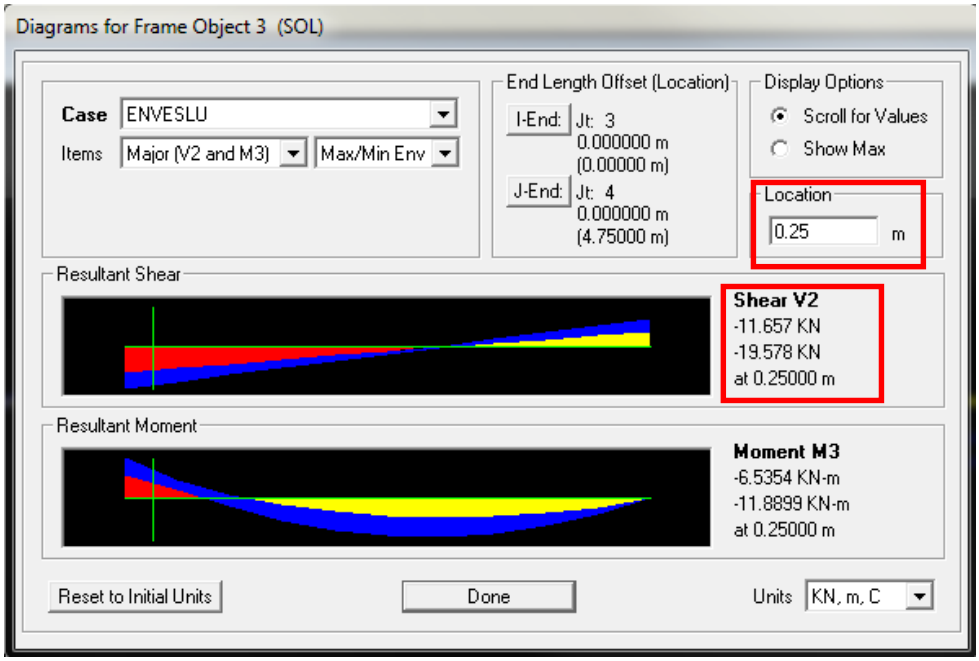
Armatura sup. = rete els ϕ6/15x15 sup.

Armatura inf. = ϕ12 inf. + ϕ16 inf.

Mrd = +26.11 kNm (> +15.2 kNm)



Verifica a taglio: Ved = 17.7 kN , si considera il valore spuntato a bordo trave, a 25 cm. dall' appoggio (metà trave B=50 cm).



Armatura superiore tesa all' appoggio = 2 ϕ 16 per massimo momento negativo.
Armatura inferiore = 1 ϕ 12

VERIFICA A TAGLIO CA NTC 2008 cap. 4.1.2.1.3.

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

larghezza trave **bt** (larghezza minima bw)	12	cm
altezza trave **ht**	25	cm
copriferro **c**	3	cm
altezza utile trave **d**	22	cm
armatura longitudinale tesa **Asl**	4.02	cmq
sforzo di compressione agente **Ned**	0.00	kN
sforzo di taglio agente **Ved**	19.56	kN
Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg. **fck**	25	MPa
coefficiente parziale di sicurezza **γc**	1.50	
coefficiente **k**	1.95	
Vmin	0.48	MPa
rapporto geometrico armatura longitudinale **ρ1**	0.0152	
tensione media di compressione **σcp**	0.0000	MPa
sforzo di taglio resistente **Vrd** (espress. 1)	20.793	kN
sforzo di taglio resistente **Vrd** (espress. 2)	12.61	kN
taglio resistente Vrd	**20.79**	kN

Vrd ≥ Ved VERIFICATO

Tabulati di calcolo

Table: Base Reactions, Part 1 of 3

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	104.162	0.0000	64.4813	0.0000
ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	62.762	0.0000	-64.4813	0.0000

Table: Combination Definitions, Part 1 of 3

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign
SLU1	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.300000	No
SLU1			Linear Static	G2	1.500000	
SLU2	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.300000	No
SLU2			Linear Static	G2	1.500000	
SLU2			Linear Static	Q1K	1.500000	
SLU2			Linear Static	Q3K	1.500000	
SLU3	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.300000	No
SLU3			Linear Static	G2	1.500000	
SLU3			Linear Static	Q2K	1.500000	
SLU4	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.300000	No
SLU4			Linear Static	G2	1.500000	
SLU4			Linear Static	Q1K	1.500000	
SLU4			Linear Static	Q2K	1.500000	
SLU5	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.300000	No
SLU5			Linear Static	G2	1.500000	
SLU5			Linear Static	Q2K	1.500000	
SLU5			Linear Static	Q3K	1.500000	
SLU6	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.300000	No
SLU6			Linear Static	G2	1.500000	
SLU6			Linear Static	Q1K	1.500000	
SLU6			Linear Static	Q2K	1.500000	
SLU6			Linear Static	Q3K	1.500000	
ENVESLU	Envelope	No	Response Combo	SLU1	1.000000	No
ENVESLU			Response Combo	SLU2	1.000000	
ENVESLU			Response Combo	SLU3	1.000000	
ENVESLU			Response Combo	SLU4	1.000000	
ENVESLU			Response Combo	SLU5	1.000000	
ENVESLU			Response Combo	SLU6	1.000000	

Table: Combination Definitions, Part 2 of 3

ComboName	CaseName	ConcDesign	AlumDesign	ColdDesign	GUID
SLU1	G1	No	No	No	
SLU1	G2				
SLU2	G1	No	No	No	
SLU2	G2				
SLU2	Q1K				

Table: Combination Definitions, Part 2 of 3

ComboName	CaseName	ConcDesign	AlumDesign	ColdDesign	GUID
SLU2	Q3K				
SLU3	G1	No	No	No	
SLU3	G2				
SLU3	Q2K				
SLU4	G1	No	No	No	
SLU4	G2				
SLU4	Q1K				
SLU4	Q2K				
SLU5	G1	No	No	No	
SLU5	G2				
SLU5	Q2K				
SLU5	Q3K				
SLU6	G1	No	No	No	
SLU6	G2				
SLU6	Q1K				
SLU6	Q2K				
SLU6	Q3K				
ENVESLU	SLU1	No	No	No	
ENVESLU	SLU2				
ENVESLU	SLU3				
ENVESLU	SLU4				
ENVESLU	SLU5				
ENVESLU	SLU6				

Table: Combination Definitions, Part 3 of 3

ComboName	CaseName	Notes
SLU1	G1	
SLU1	G2	
SLU2	G1	
SLU2	G2	
SLU2	Q1K	
SLU2	Q3K	
SLU3	G1	
SLU3	G2	
SLU3	Q2K	
SLU4	G1	
SLU4	G2	
SLU4	Q1K	
SLU4	Q2K	
SLU5	G1	
SLU5	G2	
SLU5	Q2K	
SLU5	Q3K	

Table: Combination Definitions, Part 3 of 3

ComboName	CaseName	Notes
SLU6	G1	
SLU6	G2	
SLU6	Q1K	
SLU6	Q2K	
SLU6	Q3K	
ENVESLU	SLU1	
ENVESLU	SLU2	
ENVESLU	SLU3	
ENVESLU	SLU4	
ENVESLU	SLU5	
ENVESLU	SLU6	

Table: Coordinate Systems

Name	Type	X	Y	Z	AboutZ	AboutY	AboutX
		m	m	m	Degrees	Degrees	Degrees
GLOBAL	Cartesian	0.00000	0.00000	0.00000	0.000	0.000	0.000

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T
	m				KN	KN	KN	KN-m
1	0.00000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-8.249	0.000	0.0000
1	0.47500	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-6.089	0.000	0.0000
1	0.95000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-3.929	0.000	0.0000
1	1.42500	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-1.768	0.000	0.0000
1	1.90000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.392	0.000	0.0000
1	2.37500	ENVESLU	Combination	Max	0.000	3.539	0.000	0.0000
1	2.85000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	7.124	0.000	0.0000
1	3.32500	ENVESLU	Combination	Max	0.000	10.709	0.000	0.0000
1	3.80000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	14.294	0.000	0.0000
1	4.27500	ENVESLU	Combination	Max	0.000	17.880	0.000	0.0000
1	4.75000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	21.465	0.000	0.0000
1	0.00000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-15.180	0.000	0.0000
1	0.47500	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-11.594	0.000	0.0000
1	0.95000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-8.009	0.000	0.0000
1	1.42500	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-4.424	0.000	0.0000
1	1.90000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-0.838	0.000	0.0000
1	2.37500	ENVESLU	Combination	Min	0.000	1.992	0.000	0.0000
1	2.85000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	4.153	0.000	0.0000
1	3.32500	ENVESLU	Combination	Min	0.000	6.313	0.000	0.0000
1	3.80000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	8.473	0.000	0.0000
1	4.27500	ENVESLU	Combination	Min	0.000	10.634	0.000	0.0000
1	4.75000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	12.794	0.000	0.0000
2	0.00000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-9.778	0.000	0.0000
2	0.47778	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-7.605	0.000	0.0000

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T
	m				KN	KN	KN	KN-m
2	0.95556	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-5.432	0.000	0.0000
2	1.43333	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-3.259	0.000	0.0000
2	1.91111	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-0.457	0.000	0.0000
2	2.38889	ENVESLU	Combination	Max	0.000	3.149	0.000	0.0000
2	2.86667	ENVESLU	Combination	Max	0.000	6.755	0.000	0.0000
2	3.34444	ENVESLU	Combination	Max	0.000	10.361	0.000	0.0000
2	3.82222	ENVESLU	Combination	Max	0.000	13.968	0.000	0.0000
2	4.30000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	17.574	0.000	0.0000
2	0.00000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-17.574	0.000	0.0000
2	0.47778	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-13.968	0.000	0.0000
2	0.95556	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-10.361	0.000	0.0000
2	1.43333	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-6.755	0.000	0.0000
2	1.91111	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-3.149	0.000	0.0000
2	2.38889	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.457	0.000	0.0000
2	2.86667	ENVESLU	Combination	Min	0.000	3.259	0.000	0.0000
2	3.34444	ENVESLU	Combination	Min	0.000	5.432	0.000	0.0000
2	3.82222	ENVESLU	Combination	Min	0.000	7.605	0.000	0.0000
2	4.30000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	9.778	0.000	0.0000
3	0.00000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-12.794	0.000	0.0000
3	0.47500	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-10.634	0.000	0.0000
3	0.95000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-8.473	0.000	0.0000
3	1.42500	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-6.313	0.000	0.0000
3	1.90000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-4.153	0.000	0.0000
3	2.37500	ENVESLU	Combination	Max	0.000	-1.992	0.000	0.0000
3	2.85000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.838	0.000	0.0000
3	3.32500	ENVESLU	Combination	Max	0.000	4.424	0.000	0.0000
3	3.80000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	8.009	0.000	0.0000
3	4.27500	ENVESLU	Combination	Max	0.000	11.594	0.000	0.0000
3	4.75000	ENVESLU	Combination	Max	0.000	15.180	0.000	0.0000
3	0.00000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-21.465	0.000	0.0000
3	0.47500	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-17.880	0.000	0.0000
3	0.95000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-14.294	0.000	0.0000
3	1.42500	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-10.709	0.000	0.0000
3	1.90000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-7.124	0.000	0.0000
3	2.37500	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-3.539	0.000	0.0000
3	2.85000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	-0.392	0.000	0.0000
3	3.32500	ENVESLU	Combination	Min	0.000	1.768	0.000	0.0000
3	3.80000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	3.929	0.000	0.0000
3	4.27500	ENVESLU	Combination	Min	0.000	6.089	0.000	0.0000
3	4.75000	ENVESLU	Combination	Min	0.000	8.249	0.000	0.0000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station	OutputCase	StepType	M2	M3	FrameElem	ElemStation
	m			KN-m	KN-m		m
1	0.00000	ENVESLU	Max	0.0000	2.098E-15	1-1	0.00000
1	0.47500	ENVESLU	Max	0.0000	6.3588	1-1	0.47500
1	0.95000	ENVESLU	Max	0.0000	11.0146	1-1	0.95000
1	1.42500	ENVESLU	Max	0.0000	13.9674	1-1	1.42500
1	1.90000	ENVESLU	Max	0.0000	15.2171	1-1	1.90000
1	2.37500	ENVESLU	Max	0.0000	14.7639	1-1	2.37500
1	2.85000	ENVESLU	Max	0.0000	12.6076	1-1	2.85000
1	3.32500	ENVESLU	Max	0.0000	8.7483	1-1	3.32500
1	3.80000	ENVESLU	Max	0.0000	3.1860	1-1	3.80000
1	4.27500	ENVESLU	Max	0.0000	-3.8998	1-1	4.27500
1	4.75000	ENVESLU	Max	0.0000	-9.4638	1-1	4.75000
1	0.00000	ENVESLU	Min	0.0000	7.661E-16	1-1	0.00000
1	0.47500	ENVESLU	Min	0.0000	3.4054	1-1	0.47500
1	0.95000	ENVESLU	Min	0.0000	5.7846	1-1	0.95000
1	1.42500	ENVESLU	Min	0.0000	7.1377	1-1	1.42500
1	1.90000	ENVESLU	Min	0.0000	7.4647	1-1	1.90000
1	2.37500	ENVESLU	Min	0.0000	6.7655	1-1	2.37500
1	2.85000	ENVESLU	Min	0.0000	5.0402	1-1	2.85000
1	3.32500	ENVESLU	Min	0.0000	2.2887	1-1	3.32500
1	3.80000	ENVESLU	Min	0.0000	-1.4889	1-1	3.80000
1	4.27500	ENVESLU	Min	0.0000	-7.4636	1-1	4.27500
1	4.75000	ENVESLU	Min	0.0000	-16.8080	1-1	4.75000
2	0.00000	ENVESLU	Max	0.0000	-9.4638	2-1	0.00000
2	0.47778	ENVESLU	Max	0.0000	-4.7720	2-1	0.47778
2	0.95556	ENVESLU	Max	0.0000	-0.0616	2-1	0.95556
2	1.43333	ENVESLU	Max	0.0000	3.3844	2-1	1.43333
2	1.91111	ENVESLU	Max	0.0000	5.1074	2-1	1.91111
2	2.38889	ENVESLU	Max	0.0000	5.1074	2-1	2.38889
2	2.86667	ENVESLU	Max	0.0000	3.3844	2-1	2.86667
2	3.34444	ENVESLU	Max	0.0000	-0.0616	2-1	3.34444
2	3.82222	ENVESLU	Max	0.0000	-4.7720	2-1	3.82222
2	4.30000	ENVESLU	Max	0.0000	-9.4638	2-1	4.30000
2	0.00000	ENVESLU	Min	0.0000	-16.8080	2-1	0.00000
2	0.47778	ENVESLU	Min	0.0000	-9.2730	2-1	0.47778
2	0.95556	ENVESLU	Min	0.0000	-5.7804	2-1	0.95556
2	1.43333	ENVESLU	Min	0.0000	-3.7041	2-1	1.43333
2	1.91111	ENVESLU	Min	0.0000	-2.6659	2-1	1.91111
2	2.38889	ENVESLU	Min	0.0000	-2.6659	2-1	2.38889
2	2.86667	ENVESLU	Min	0.0000	-3.7041	2-1	2.86667
2	3.34444	ENVESLU	Min	0.0000	-5.7804	2-1	3.34444
2	3.82222	ENVESLU	Min	0.0000	-9.2730	2-1	3.82222
2	4.30000	ENVESLU	Min	0.0000	-16.8080	2-1	4.30000
3	0.00000	ENVESLU	Max	0.0000	-9.4638	3-1	0.00000
3	0.47500	ENVESLU	Max	0.0000	-3.8998	3-1	0.47500
3	0.95000	ENVESLU	Max	0.0000	3.1860	3-1	0.95000
3	1.42500	ENVESLU	Max	0.0000	8.7483	3-1	1.42500

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station	OutputCase	StepType	M2	M3	FrameElem	ElemStation
	m			KN-m	KN-m		m
3	1.90000	ENVESLU	Max	0.0000	12.6076	3-1	1.90000
3	2.37500	ENVESLU	Max	0.0000	14.7639	3-1	2.37500
3	2.85000	ENVESLU	Max	0.0000	15.2171	3-1	2.85000
3	3.32500	ENVESLU	Max	0.0000	13.9674	3-1	3.32500
3	3.80000	ENVESLU	Max	0.0000	11.0146	3-1	3.80000
3	4.27500	ENVESLU	Max	0.0000	6.3588	3-1	4.27500
3	4.75000	ENVESLU	Max	0.0000	-1.553E-14	3-1	4.75000
3	0.00000	ENVESLU	Min	0.0000	-16.8080	3-1	0.00000
3	0.47500	ENVESLU	Min	0.0000	-7.4636	3-1	0.47500
3	0.95000	ENVESLU	Min	0.0000	-1.4889	3-1	0.95000
3	1.42500	ENVESLU	Min	0.0000	2.2887	3-1	1.42500
3	1.90000	ENVESLU	Min	0.0000	5.0402	3-1	1.90000
3	2.37500	ENVESLU	Min	0.0000	6.7655	3-1	2.37500
3	2.85000	ENVESLU	Min	0.0000	7.4647	3-1	2.85000
3	3.32500	ENVESLU	Min	0.0000	7.1377	3-1	3.32500
3	3.80000	ENVESLU	Min	0.0000	5.7846	3-1	3.80000
3	4.27500	ENVESLU	Min	0.0000	3.4054	3-1	4.27500
3	4.75000	ENVESLU	Min	0.0000	-1.730E-14	3-1	4.75000

Table: Element Joint Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1
					KN	KN	KN	KN-m
1	1	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	15.180	0.0000
1	2	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	21.465	0.0000
1	1	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	8.249	0.0000
1	2	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	12.794	0.0000
2	2	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	17.574	0.0000
2	3	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	17.574	0.0000
2	2	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	9.778	0.0000
2	3	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	9.778	0.0000
3	3	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	21.465	0.0000
3	4	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	15.180	0.0000
3	3	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	12.794	0.0000
3	4	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	8.249	0.0000

Table: Element Joint Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Joint	OutputCase	StepType	M2	M3	FrameElem
				KN-m	KN-m	
1	1	ENVESLU	Max	2.576E-15	0.0000	1
1	2	ENVESLU	Max	16.8080	0.0000	1
1	1	ENVESLU	Min	9.104E-16	0.0000	1
1	2	ENVESLU	Min	9.4638	0.0000	1

Table: Element Joint Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Joint	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem
2	2	ENVESLU	Max	-9.4638	0.0000	2
2	3	ENVESLU	Max	16.8080	0.0000	2
2	2	ENVESLU	Min	-16.8080	0.0000	2
2	3	ENVESLU	Min	9.4638	0.0000	2
3	3	ENVESLU	Max	-9.4638	0.0000	3
3	4	ENVESLU	Max	5.773E-16	0.0000	3
3	3	ENVESLU	Min	-16.8080	0.0000	3
3	4	ENVESLU	Min	5.773E-16	0.0000	3

Table: Frame Loads - Distributed, Part 1 of 3

Frame	LoadPat	CoordSys	Type	Dir	DistType	RelDistA
1	Q1K	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
1	G1	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0.0000
1	G2	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0.0000
2	Q2K	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
2	G1	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0.0000
2	G2	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0.0000
3	Q3K	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
3	G1	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0.0000
3	G2	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0.0000

Table: Frame Loads - Distributed, Part 2 of 3

Frame	LoadPat	RelDistB	AbsDistA m	AbsDistB m	FOverLA KN/m	FOverLB KN/m
1	Q1K	1.0000	0.00000	4.75000	-2.00	-2.00
1	G1	1.0000	0.00000	4.75000	1.71	1.71
1	G2	1.0000	0.00000	4.75000	1.55	1.55
2	Q2K	1.0000	0.00000	4.30000	-2.00	-2.00
2	G1	1.0000	0.00000	4.30000	1.71	1.71
2	G2	1.0000	0.00000	4.30000	1.55	1.55
3	Q3K	1.0000	0.00000	4.75000	-2.00	-2.00
3	G1	1.0000	0.00000	4.75000	1.71	1.71
3	G2	1.0000	0.00000	4.75000	1.55	1.55

Table: Frame Loads - Distributed, Part 3 of 3

Frame	LoadPat	GUID
1	Q1K	
1	G1	

Table: Frame Loads - Distributed, Part 3 of 3

Frame	LoadPat	GUID
1	G2	
2	Q2K	
2	G1	
2	G2	
3	Q3K	
3	G1	
3	G2	

Table: Frame Output Station Assignments

Frame	StationType	MinNumSta	MaxStaSpcg	AddAtElmInt	AddAtPtLoad
			m		
1	MaxStaSpcg		0.50000	Yes	Yes
2	MaxStaSpcg		0.50000	Yes	Yes
3	MaxStaSpcg		0.50000	Yes	Yes

Table: Frame Section Assignments

Frame	SectionType	AutoSelect	AnalSect	DesignSect	MatProp
1	Tee	N.A.	SOL	SOL	Default
2	Tee	N.A.	SOL	SOL	Default
3	Tee	N.A.	SOL	SOL	Default

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 6

SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw
			m	m	m	m
SOL	C25/30	Tee	0.250000	0.500000	0.050000	0.120000

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 6

SectionName	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3	S33
	m2	m4	m4	m4	m2	m2	m3
SOL	0.049000	0.000126	0.000277	0.000550	0.030000	0.020833	0.001688

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 6

SectionName	S22	Z33	Z22	R33	R22	ConcCol	ConcBeam
	m3	m3	m3	m	m		
SOL	0.002199	0.003025	0.003845	0.075124	0.105910	No	Yes

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 6

SectionName	Color	TotalWt	TotalMass	FromFile	AMod	A2Mod	A3Mod
		KN	KN-s2/m				
SOL	Yellow	16.905	1.72	No	1.000000	1.000000	1.000000

Table: Joint Coordinates, Part 1 of 2

Joint	CoordSys	CoordType	XorR	Y	Z	SpecialJt	GlobalX
			m	m	m		m
1	GLOBAL	Cartesian	-6.90000	0.00000	0.00000	No	-6.90000
2	GLOBAL	Cartesian	-2.15000	0.00000	0.00000	No	-2.15000
3	GLOBAL	Cartesian	2.15000	0.00000	0.00000	No	2.15000
4	GLOBAL	Cartesian	6.90000	0.00000	0.00000	No	6.90000

Table: Joint Coordinates, Part 2 of 2

Joint	GlobalY	GlobalZ	GUID
	m	m	
1	0.00000	0.00000	
2	0.00000	0.00000	
3	0.00000	0.00000	
4	0.00000	0.00000	

Table: Joint Displacements, Part 1 of 2

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2
				m	m	m	Radians	Radians
1	ENVESLU	Combination	Max	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.002825
1	ENVESLU	Combination	Min	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.001298
2	ENVESLU	Combination	Max	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000128
2	ENVESLU	Combination	Min	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.001565
3	ENVESLU	Combination	Max	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.001565
3	ENVESLU	Combination	Min	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000128
4	ENVESLU	Combination	Max	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.001298
4	ENVESLU	Combination	Min	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.002825

Table: Joint Displacements, Part 2 of 2

Joint	OutputCase	StepType	R3
			Radians
1	ENVESLU	Max	0.000000
1	ENVESLU	Min	0.000000
2	ENVESLU	Max	0.000000
2	ENVESLU	Min	0.000000
3	ENVESLU	Max	0.000000
3	ENVESLU	Min	0.000000

Table: Joint Displacements, Part 2 of 2

Joint	OutputCase	StepType	R3
			Radians
4	ENVESLU	Max	0.000000
4	ENVESLU	Min	0.000000

Table: Joint Pattern Definitions

Pattern
Default

Table: Joint Reactions, Part 1 of 2

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m
1	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	15.180	0.0000	0.0000
1	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	8.249	0.0000	0.0000
2	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	39.039	0.0000	0.0000
2	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	22.572	0.0000	0.0000
3	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	39.039	0.0000	0.0000
3	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	22.572	0.0000	0.0000
4	ENVESLU	Combination	Max	0.000	0.000	15.180	0.0000	0.0000
4	ENVESLU	Combination	Min	0.000	0.000	8.249	0.0000	0.0000

Table: Joint Reactions, Part 2 of 2

Joint	OutputCase	StepType	M3
			KN-m
1	ENVESLU	Max	0.0000
1	ENVESLU	Min	0.0000
2	ENVESLU	Max	0.0000
2	ENVESLU	Min	0.0000
3	ENVESLU	Max	0.0000
3	ENVESLU	Min	0.0000
4	ENVESLU	Max	0.0000
4	ENVESLU	Min	0.0000

Table: Joint Restraint Assignments

Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
2	No	Yes	Yes	Yes	No	Yes
3	No	Yes	Yes	Yes	No	Yes
4	No	Yes	Yes	Yes	No	Yes

Table: Load Case Definitions, Part 1 of 2

Table: Load Case Definitions, Part 1 of 2

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	DesTypeOpt	DesignType	AutoType
MODAL	LinModal	Zero			Prog Det	OTHER	None
G1	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	None
G2	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	None
Q1K	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE	None
Q2K	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE	None
Q3K	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE	None

Table: Load Case Definitions, Part 2 of 2

Case	RunCase	CaseStatus	GUID	Notes
MODAL	Yes	Finished		
G1	Yes	Finished		
G2	Yes	Finished		
Q1K	Yes	Finished		
Q2K	Yes	Finished		
Q3K	Yes	Finished		

Table: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad	GUID	Notes
G1	DEAD	0.000000			
G2	DEAD	0.000000			
Q1K	LIVE	0.000000			
Q2K	LIVE	0.000000			
Q3K	LIVE	0.000000			

Table: Material Properties 01 - General, Part 1 of 2

Material	Type	SymType	TempDepend	Color	GUID
C25/30	Concrete	Isotropic	No	Blue	

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight KN/m3	UnitMass KN-s2/m4	E1 KN/m2	G12 KN/m2	U12	A1 1/C
4000Psi	2.3563E+01	2.4028E+00	24855578.28	10356490.95	0.200000	9.9000E-06
A615Gr60	7.6973E+01	7.8490E+00	199947978.8			1.1700E-05
A992Fy50	7.6973E+01	7.8490E+00	199947978.8	76903068.77	0.300000	1.1700E-05
C25/30	2.5000E+01	2.5493E+00	30000000.00	12500000.00	0.200000	1.1700E-05

2.5 Verifica HEA 140 solaio intermedio

G1 = 2.00 kN/m^2 x 0.80 m = 1.60 kN/ml

G2 = 3.40 kN/m^2 x 0.80 m = 2.72 kN/ml

Q1K = 4.00 kN/m^2 x 0.80 m = 3.20 kN/ml

L = 3.65 mt.

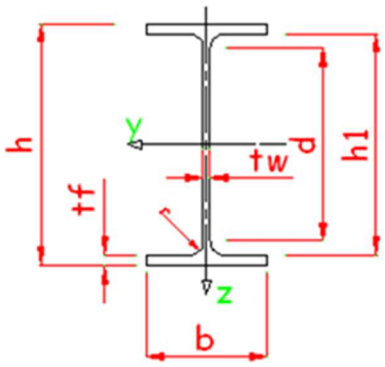
VERIFICA TRAVE ACCIAIO A FLESSIONE

TRAVE:

Tipo Acciaio	235	S					
						Carico	
Carichi nominali:				**Moltiplicatore per SLU**		**SLU**	
Carico Peso Proprio strutturale (G1)	1.60	kN/ml	$\gamma 1$	1.3		2.08	kN/ml
Carico Permanente non strutturale (G2)	2.72	kN/ml	$\gamma 2$	1.5		4.08	kN/ml
Carico unif. ripartito accidentale (Q1k)	3.20	kN/ml	γq	1.5		4.80	kN/ml
				Totale		**10.96**	kN/ml
Luce tra gli appoggi:							
Luce di calcolo netta:	3.55	mt				**Carico**	
				Moltiplicatore per SLE - def. d tot.		**SLE**	
Dimensioni sezione:			$\gamma 1$	1.0		1.6	kN/ml
Tipo sezione	HEA	140	$\gamma 2$	1.0		2.72	kN/ml
Altezza (H)	13.30	cm.	γq	1.0		3.2	kN/ml
Base (B):	14.00	cm.		Totale		**7.52**	kN/ml
Spessore anima (Sa)	0.55	cm.					
Spessore ala (e)	0.85	cm.				**Carico**	
				Moltiplicatore per SLE - def. d 2		**SLE**	**solo Q**
Peso specifico acciaio (γ)	78.5	kN/mc	γq	1.0		3.2	kN/ml
Angolo di inclin. dall'orizzontale (a)	0.0	gradi		Totale		3.2	kN/ml

Caratt. Geometriche sezione:

Area sezione:	31.42	cmq.
Mom. Inerzia asse xx (Jx)	1033	cm4
Mom. Inerzia asse yy (Jy)	389	cm4
Modulo di resist. asse xx (Wx)	155	cm3
Modulo di resist. asse yy (Wy)	55	cm3



Caratt. Meccaniche materiale:

Modulo di elasticita longitudinale (E):	210000	N/mmq
fyk (tensione snerv. Caratt.)	235	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fyd (tensione progetto)	224	N/mmq
fvk (tensione caratt. a taglio)	136	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fvk (tensione caratt. a taglio)	129	N/mmq

Verifica SLU

Carico agente allo SLU (Fed)	10.96	kN/ml
Moltiplicatore luce di calcolo (L x)	1.00	
Luce di calcolo netta x moltiplicatore	3.55	mt
Coefficiente divisore momento (1/n) (*):	8	
Componente del carico direzione x:	0.0	kN/ml
Componente del carico direzione y:	11.0	kN/ml
Coefficiente divisore taglio (1/m) (*):	2	

Verifica a flessione SLU:

Medx Momento agente attorno asse x	17.3	kNm
Mrdx Momento resistente attorno asse x	34.7	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse x	0.50	
Medy Momento agente attorno asse y	0.0	kNm
Mrdy Momento resistente attorno asse y	12.3	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse y	0.00	
Coeff. di sfruttamento totale	0.50	

SEZIONE VERIFICATA A FLESSIONE

Verifica a taglio SLU:

Vedx Taglio agente direzione x	0.00	kN
Avx Area taglio direzione x	23.8	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione x	307.3	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione x	0.00	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

Vedy Taglio agente direzione y	19.45	kN
Avy Area taglio direzione y	7.32	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione y	94.5	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione y	0.21	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

(*) coefficienti in funzione dello schema statico assunto per il calcolo

Verifica SLE 1 deformazioni con carico totale (δtot):

Carico SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico SLE direzione y	7.5	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	350	(1/L)
f max ammissibile:	1.01	cm.
Numeratore coeff. Deform. (*)	5	
Denominatore coeff. Deform. (*)	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.717	cm.
f tot con Ptot:	0.717	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

Verifica SLE 2 deformazioni con solo carico accidentale (δ2):

Carico Q SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico Q SLE direzione y	3.2	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	250	(1/L)
f max ammissibile:	1.42	cm.
Numeratore coeff. Deform.	5	
Denominatore coeff. Deform.	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.305	cm.
f tot con Ptot:	0.305	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

12.6 Verifica IPE 140 solaio intermedio

G1 = 2.00 kN/m^2 x 0.80 m = 1.60 kN/ml

G2 = 3.40 kN/m^2 x 0.80 m = 2.72 kN/ml

Q1K = 4.00 kN/m^2 x 0.80 m = 3.20 kN/ml

L = 3.10 mt.

VERIFICA TRAVE ACCIAIO A FLESSIONE

TRAVE:

Tipo Acciaio	235	S

Carichi nominali:

				Moltiplicatore per SLU	Carico SLU	
Carico Peso Proprio strutturale (G1)	1.60	kN/ml	γ1	1.3	2.08	kN/ml
Carico Permanente non strutturale (G2)	2.72	kN/ml	γ2	1.5	4.08	kN/ml
Carico unif. ripartito accidentale (Q1k)	3.20	kN/ml	γq	1.5	4.80	kN/ml
				Totale	**10.96**	kN/ml

Luce tra gli appoggi:

Luce di calcolo netta:	3.10	mt

			Moltiplicatore per SLE - def. d tot.	Carico SLE	
γ1			1.0	1.6	kN/ml
γ2			1.0	2.72	kN/ml
γq			1.0	3.2	kN/ml
			Totale	**7.52**	kN/ml

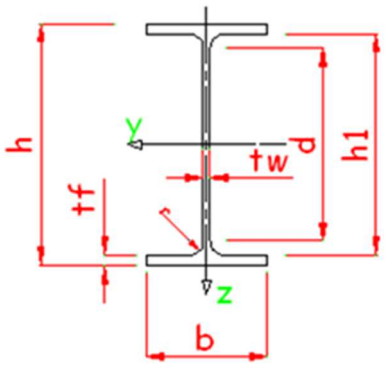
Dimensioni sezione:

Tipo sezione	IPE	140
Altezza (H)	14.00	cm.
Base (B):	7.30	cm.
Spessore anima (Sa)	0.47	cm.
Spessore ala (e)	0.69	cm.

				Moltiplicatore per SLE - def. d 2	Carico SLE	solo Q
Peso specifico acciaio (γ)	78.5	kN/mc	γq	1.0	3.2	kN/ml
Angolo di inclin. dall'orizzontale (a)	0.0	gradi		Totale	3.2	kN/ml

Caratt. Geometriche sezione:

Area sezione:	16.43	cmq.
Mom. Inerzia asse xx (Jx)	541	cm4
Mom. Inerzia asse yy (Jy)	45	cm4
Modulo di resist. asse xx (Wx)	77.3	cm3
Modulo di resist. asse yy (Wy)	12.3	cm3



Caratt. Meccaniche materiale:

Modulo di elasticita longitudinale (E):	210000	N/mmq
fyk (tensione snerv. Caratt.)	235	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fyd (tensione progetto)	224	N/mmq
fvk (tensione caratt. a taglio)	136	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fvk (tensione caratt. a taglio)	129	N/mmq

Verifica SLU

Carico agente allo SLU (Fed)	10.96	kN/ml
Moltiplicatore luce di calcolo (L x)	1.00	
Luce di calcolo netta x moltiplicatore	3.10	mt
Coefficiente divisore momento (1/n) (*):	8	
Componente del carico direzione x:	0.0	kN/ml
Componente del carico direzione y:	11.0	kN/ml
Coefficiente divisore taglio (1/m) (*):	2	

Verifica a flessione SLU:

Medx Momento agente attorno asse x	13.2	kNm
Mrdx Momento resistente attorno asse x	17.3	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse x	0.76	
Medy Momento agente attorno asse y	0.0	kNm
Mrdy Momento resistente attorno asse y	2.8	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse y	0.00	
Coeff. di sfruttamento totale	0.76	

SEZIONE VERIFICATA A FLESSIONE

Verifica a taglio SLU:

Vedx Taglio agente direzione x	0.00	kN
Avx Area taglio direzione x	10.074	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione x	130.1	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione x	0.00	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

Vedy Taglio agente direzione y	16.99	kN
Avy Area taglio direzione y	6.58	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione y	85.0	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione y	0.20	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

(*) coefficienti in funzione dello schema statico assunto per il calcolo

Verifica SLE 1 deformazioni con carico totale (δtot):

Carico SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico SLE direzione y	7.5	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	350	(1/L)
f max ammissibile:	0.89	cm.
Numeratore coeff. Deform. (*)	5	
Denominatore coeff. Deform. (*)	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.796	cm.
f tot con Ptot:	0.796	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

Verifica SLE 2 deformazioni con solo carico accidentale (δ2):

Carico Q SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico Q SLE direzione y	3.2	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	250	(1/L)
f max ammissibile:	1.24	cm.
Numeratore coeff. Deform.	5	
Denominatore coeff. Deform.	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.339	cm.
f tot con Ptot:	0.339	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

12.7 Verifica IPE 120 solaio intermedio

G1 = 2.00 kN/m^2 x 0.80 m = 1.60 kN/ml

G2 = 3.40 kN/m^2 x 0.80 m = 2.72 kN/ml

Q1K = 4.00 kN/m^2 x 0.80 m = 3.20 kN/ml

L = 2.15 mt.

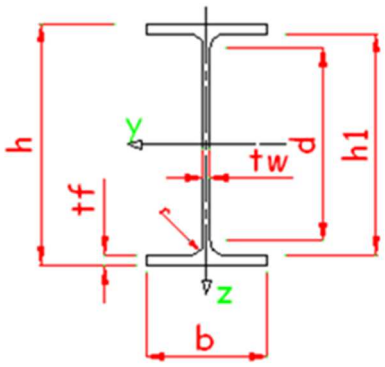
VERIFICA TRAVE ACCIAIO A FLESSIONE

TRAVE:

Tipo Acciaio	235	S					
						Carico	
Carichi nominali:				**Moltiplicatore per SLU**		**SLU**	
Carico Peso Proprio strutturale (G1)	1.60	kN/ml	$\gamma 1$	1.3		2.08	kN/ml
Carico Permanente non strutturale (G2)	2.72	kN/ml	$\gamma 2$	1.5		4.08	kN/ml
Carico unif. ripartito accidentale (Q1k)	3.20	kN/ml	γq	1.5		4.80	kN/ml
				Totale		**10.96**	kN/ml
Luce tra gli appoggi:							
Luce di calcolo netta:	2.15	mt				**Carico**	
				Moltiplicatore per SLE - def. d tot.		**SLE**	
Dimensioni sezione:			$\gamma 1$	1.0		1.6	kN/ml
Tipo sezione	IPE	120	$\gamma 2$	1.0		2.72	kN/ml
Altezza (H)	12.00	cm.	γq	1.0		3.2	kN/ml
Base (B):	6.40	cm.		Totale		**7.52**	kN/ml
Spessore anima (Sa)	0.44	cm.					
Spessore ala (e)	0.63	cm.				**Carico**	
				Moltiplicatore per SLE - def. d 2		**SLE**	**solo Q**
Peso specifico acciaio (γ)	78.5	kN/mc	γq	1.0		3.2	kN/ml
Angolo di inclin. dall'orizzontale (a)	0.0	gradi		Totale		3.2	kN/ml

Caratt. Geometriche sezione:

Area sezione:	13.2	cmq.
Mom. Inerzia asse xx (Jx)	317	cm4
Mom. Inerzia asse yy (Jy)	27	cm4
Modulo di resist. asse xx (Wx)	52	cm3
Modulo di resist. asse yy (Wy)	8.6	cm3



Caratt. Meccaniche materiale:

Modulo di elasticita longitudinale (E):	210000	N/mmq
fyk (tensione snerv. Caratt.)	235	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fyd (tensione progetto)	224	N/mmq
fvk (tensione caratt. a taglio)	136	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fvk (tensione caratt. a taglio)	129	N/mmq

Verifica SLU

Carico agente allo SLU (Fed)	10.96	kN/ml
Moltiplicatore luce di calcolo (L x)	1.00	
Luce di calcolo netta x moltiplicatore	2.15	mt
Coefficiente divisore momento (1/n) (*):	8	
Componente del carico direzione x:	0.0	kN/ml
Componente del carico direzione y:	11.0	kN/ml
Coefficiente divisore taglio (1/m) (*):	2	

Verifica a flessione SLU:

Medx Momento agente attorno asse x	6.3	kNm
Mrdx Momento resistente attorno asse x	11.6	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse x	0.54	
Medy Momento agente attorno asse y	0.0	kNm
Mrdy Momento resistente attorno asse y	1.9	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse y	0.00	
Coeff. di sfruttamento totale	0.54	

SEZIONE VERIFICATA A FLESSIONE

Verifica a taglio SLU:

Vedx Taglio agente direzione x	0.00	kN
Avx Area taglio direzione x	8.064	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione x	104.1	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione x	0.00	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

Vedy Taglio agente direzione y	11.78	kN
Avy Area taglio direzione y	5.28	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione y	68.2	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione y	0.17	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

(*) coefficienti in funzione dello schema statico assunto per il calcolo

Verifica SLE 1 deformazioni con carico totale (δtot):

Carico SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico SLE direzione y	7.5	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	350	(1/L)
f max ammissibile:	0.61	cm.
Numeratore coeff. Deform. (*)	5	
Denominatore coeff. Deform. (*)	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.314	cm.
f tot con Ptot:	0.314	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

Verifica SLE 2 deformazioni con solo carico accidentale (δ2):

Carico Q SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico Q SLE direzione y	3.2	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	250	(1/L)
f max ammissibile:	0.86	cm.
Numeratore coeff. Deform.	5	
Denominatore coeff. Deform.	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.134	cm.
f tot con Ptot:	0.134	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

12.8 Verifica IPE 300 solaio intermedio

G1 = 2.00 kN/m^2 x 3.40 m = 6.80 kN/ml

G2 = 3.40 kN/m^2 x 3.40 m = 11.56 kN/ml

Q1K = 4.00 kN/m^2 x 3.40 m = 13.6 kN/ml

L = 4.05 mt.

VERIFICA TRAVE ACCIAIO A FLESSIONE

TRAVE:

Tipo Acciaio	235	S

Carichi nominali:

				Moltiplicatore per SLU	Carico SLU	
Carico Peso Proprio strutturale (G1)	6.80	kN/ml	γ1	1.3	8.84	kN/ml
Carico Permanente non strutturale (G2)	11.56	kN/ml	γ2	1.5	17.34	kN/ml
Carico unif. ripartito accidentale (Q1k)	13.60	kN/ml	γq	1.5	20.40	kN/ml
				Totale	**46.58**	kN/ml

Luce tra gli appoggi:

Luce di calcolo netta:	4.05	mt

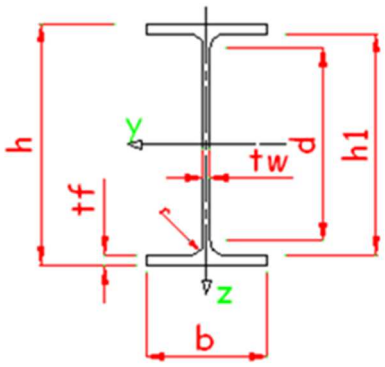
Dimensioni sezione:

				Moltiplicatore per SLE - def. d tot.	Carico SLE	
			γ1	1.0	6.8	kN/ml
Tipo sezione	IPE	300	γ2	1.0	11.56	kN/ml
Altezza (H)	30.00	cm.	γq	1.0	13.6	kN/ml
Base (B):	15.00	cm.		Totale	**31.96**	kN/ml
Spessore anima (Sa)	0.71	cm.				
Spessore ala (e)	1.07	cm.				

				Moltiplicatore per SLE - def. d 2	Carico SLE	solo Q
Peso specifico acciaio (γ)	78.5	kN/mc	γq	1.0	13.6	kN/ml
Angolo di inclin. dall'orizzontale (a)	0.0	gradi		Totale	13.6	kN/ml

Caratt. Geometriche sezione:

Area sezione:	53.81	cmq.
Mom. Inerzia asse xx (Jx)	8356	cm4
Mom. Inerzia asse yy (Jy)	603	cm4
Modulo di resist. asse xx (Wx)	557	cm3
Modulo di resist. asse yy (Wy)	80	cm3



Caratt. Meccaniche materiale:

Modulo di elasticita longitudinale (E):	210000	N/mmq
fyk (tensione snerv. Caratt.)	235	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fyd (tensione progetto)	224	N/mmq
fvk (tensione caratt. a taglio)	136	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fvk (tensione caratt. a taglio)	129	N/mmq

Verifica SLU

Carico agente allo SLU (Fed)	46.58	kN/ml
Moltiplicatore luce di calcolo (L x)	1.00	
Luce di calcolo netta x moltiplicatore	4.05	mt
Coefficiente divisore momento (1/n) (*):	8	
Componente del carico direzione x:	0.0	kN/ml
Componente del carico direzione y:	46.6	kN/ml
Coefficiente divisore taglio (1/m) (*):	2	

Verifica a flessione SLU:

Medx Momento agente attorno asse x	95.5	kNm
Mrdx Momento resistente attorno asse x	124.7	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse x	0.77	
Medy Momento agente attorno asse y	0.0	kNm
Mrdy Momento resistente attorno asse y	17.9	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse y	0.00	
Coeff. di sfruttamento totale	0.77	

SEZIONE VERIFICATA A FLESSIONE

Verifica a taglio SLU:

Vedx Taglio agente direzione x	0.00	kN
Avx Area taglio direzione x	32.1	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione x	414.5	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione x	0.00	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

Vedy Taglio agente direzione y	94.32	kN
Avy Area taglio direzione y	21.30	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione y	275.1	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione y	0.34	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

(*) coefficienti in funzione dello schema statico assunto per il calcolo

Verifica SLE 1 deformazioni con carico totale (δtot):

Carico SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico SLE direzione y	32.0	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	350	(1/L)
f max ammissibile:	1.16	cm.
Numeratore coeff. Deform. (*)	5	
Denominatore coeff. Deform. (*)	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.638	cm.
f tot con Ptot:	0.638	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

Verifica SLE 2 deformazioni con solo carico accidentale (δ2):

Carico Q SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico Q SLE direzione y	13.6	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	250	(1/L)
f max ammissibile:	1.62	cm.
Numeratore coeff. Deform.	5	
Denominatore coeff. Deform.	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.272	cm.
f tot con Ptot:	0.272	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

12.9 Verifica IPE 270 solaio intermedio

G1 = 2.00 kN/m^2 x 1.20 m = 2.40 kN/ml

G2 = 3.40 kN/m^2 x 1.20 m = 4.08 kN/ml + 2.00 kN/ml parapetto = 6.08 kN/ml

Q1K = 4.00 kN/m^2 x 1.20 m = 4.80 kN/ml

L = 5.55 mt.

VERIFICA TRAVE ACCIAIO A FLESSIONE

TRAVE:

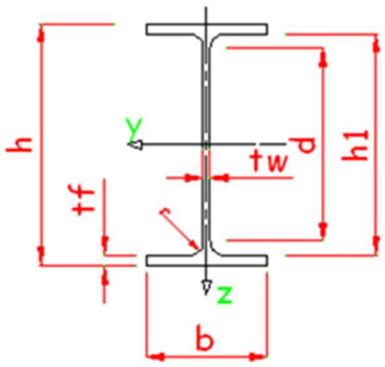
Tipo Acciaio	235	S					
Carichi nominali:				**Moltiplicatore per SLU**	**Carico SLU**		
Carico Peso Proprio strutturale (G1)	2.40	kN/ml	γ1	1.3	3.12	kN/ml	
Carico Permanente non strutturale (G2)	6.08	kN/ml	γ2	1.5	9.12	kN/ml	
Carico unif. ripartito accidentale (Q1k)	4.80	kN/ml	γq	1.5	7.20	kN/ml	
				Totale	**19.44**	kN/ml	
Luce tra gli appoggi:							
Luce di calcolo netta:	5.55	mt					
				Moltiplicatore per SLE - def. d tot.	**Carico SLE**		
Dimensioni sezione:			γ1	1.0	2.4	kN/ml	
Tipo sezione	IPE	270	γ2	1.0	6.08	kN/ml	
Altezza (H)	27.00	cm.	γq	1.0	4.8	kN/ml	
Base (B):	13.50	cm.		Totale	**13.28**	kN/ml	
Spessore anima (Sa)	0.66	cm.					
Spessore ala (e)	1.02	cm.					
				Moltiplicatore per SLE - def. d 2	**Carico SLE**	**solo Q**	
Peso specifico acciaio (γ)	78.5	kN/mc	γq	1.0	4.8	kN/ml	
Angolo di inclin. dall'orizzontale (a)	0.0	gradi		Totale	4.8	kN/ml	

Caratt. Geometriche sezione:

Area sezione:	45.94	cmq.
Mom. Inerzia asse xx (Jx)	5790	cm4
Mom. Inerzia asse yy (Jy)	419	cm4
Modulo di resist. asse xx (Wx)	428	cm3
Modulo di resist. asse yy (Wy)	62	cm3

Caratt. Meccaniche materiale:

Modulo di elasticita longitudinale (E):	210000	N/mmq
fyk (tensione snerv. Caratt.)	235	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fyd (tensione progetto)	224	N/mmq
fvk (tensione caratt. a taglio)	136	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	



fvk (tensione caratt. a taglio)	129	N/mmq

Verifica SLU

Carico agente allo SLU (Fed)	19.44	kN/ml
Moltiplicatore luce di calcolo (L x)	1.00	
Luce di calcolo netta x moltiplicatore	5.55	mt
Coefficiente divisore momento (1/n) (*):	8	
Componente del carico direzione x:	0.0	kN/ml
Componente del carico direzione y:	19.4	kN/ml
Coefficiente divisore taglio (1/m) (*):	2	

Verifica a flessione SLU:

Medx Momento agente attorno asse x	74.9	kNm
Mrdx Momento resistente attorno asse x	95.8	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse x	0.78	
Medy Momento agente attorno asse y	0.0	kNm
Mrdy Momento resistente attorno asse y	13.9	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse y	0.00	
Coeff. di sfruttamento totale	0.78	

SEZIONE VERIFICATA A FLESSIONE

Verifica a taglio SLU:

Vedx Taglio agente direzione x	0.00	kN
Avx Area taglio direzione x	27.54	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione x	355.6	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione x	0.00	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

Vedy Taglio agente direzione y	53.95	kN
Avy Area taglio direzione y	17.82	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione y	230.1	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione y	0.23	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

(*) coefficienti in funzione dello schema statico assunto per il calcolo

Verifica SLE 1 deformazioni con carico totale (δtot):

Carico SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico SLE direzione y	13.3	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	350	(1/L)
f max ammissibile:	1.59	cm.
Numeratore coeff. Deform. (*)	5	
Denominatore coeff. Deform. (*)	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	1.349	cm.
f tot con Ptot:	1.349	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

Verifica SLE 2 deformazioni con solo carico accidentale (δ2):

Carico Q SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico Q SLE direzione y	4.8	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	250	(1/L)
f max ammissibile:	2.22	cm.
Numeratore coeff. Deform.	5	
Denominatore coeff. Deform.	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.488	cm.
f tot con Ptot:	0.488	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

12.10 Pilastro HEA160 per carico capriata

Si verifica il pilastro HEA 160 a carico verticale dovuto all'appoggio della capriata, in ipotesi, in favore di sicurezza, di asta incernierata alla estremità e libera da collegamenti alla muratura per la zona centrale.

Dal modello di calcolo:
Carico trasferito da un appoggio della capriata, compresi i carichi accidentali.
Ned SLU = 120 kN

VERIFICA A COMPRESSIONE ELEMENTI SNELLI NTC 2008 (D.M. 14/01/2008) cap. 4.2.4.1

TIPO DI ACCIAIO	S235	
Tensione di snervamento **fyk**	235	N/mmq
Tensione di rottura **ftk**	360	N/mmq
Modulo di elasticità	210000	N/mmq
TIPO DI SEZIONE	HEA160	
Area o Aeff (per sez. classe4)	3877	mmq
Momento di inerzia minimo Jmin	6150000	mm4
Raggio minimo di inerzia imin	39.8	mm
CARICO DI PROGETTO		
Azione assiale di calcolo **Ned**	120	KN
SNELLEZZA GEOMETRICA		
Lunghezza elemento L	4600	mm
Coeff. Vincolo β	1.00	
Lunghezza L0	4600	mm
Raggio minimo di inerzia i	39.8	mm
Snellezza geometrica λ	**115**	
Limitazione snellezza λmax	200	
Controllo snellezza	SNELLEZZA VERIFICATA	

$$l_0 = \beta\, l$$

$$\lambda = l_0 / i,$$

RESISTENZA DI CALCOLO ELEMENTO TOZZO

NcRd	868	KN
area lorda **A**	3877	mmq
Coeff. di sicurezza **γM0**	1.05	

CARICO CRITICO EULERIANO

Ncr	602	KN
	602391	N
SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ-	1.230	

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Curva di instabilità	b	
Fattore di imperfezione α	0.34	TAB. 4.2.VI
Coefficiente ϕ	**1.431**	

$$\Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right]$$

Coefficiente di riduzione X **0.462** < 1.00 $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ (4.2.45)

Condizione di stabilità $\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} \leq 1,$ (4.2.4.2)

con $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, (4.2.4.3)

$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ per le sezioni di classe 4. (4.2.4.4)

Coeff. di sicurezza **γM1** 1.05

Resistenza all'instabilità asta compressa NbRD **401.1** KN

SEZIONE VERIFICATA

Si aggiunge il momento dovuto alla eccentricità costruttiva.

e = H/200

e = 2.30 cm.

Med SLU = 120 kN x 0.023 mt = 2.76 kNm

VERIFICA A PRESSO TENSO FLESSIONE RETTA

NTC 2008 (D.M. 14/01/2008) cap. 4.2.4.1

TIPO DI ACCIAIO	S235		**PROFILATO**	**HEA160**	
Tensione di snervamento **fyk**	235	N/mmq	larghezza **b**	160	mm
Tensione di rottura **ftk**	360	N/mmq	altezza anima **hw**	152	mm
			spess. ali **tf**	9	mm
Momento di calcolo Y **Med**	0	kNm	spess. anima **tw**	6	mm
Med	0	kNmm	racc ala-anima **ra**	15	mm
Momento di calcolo Z **Med**	2.76	kNm	area sezione **A**	3877	mmq
Med	2760	kNmm	mod. res. Max y **W** pl	245147	mmc
Forza assiale di calcolo **Ned**	120	kN	mod. res. Min z **Wm** pl	117633	mmc
Ned	120000	N			
Coeff. di sicurezza **γM0**	1.05		Y asse principale (anima)		
			Z asse secondario (ali)		

resistenza plastica sezione lorda

$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ **NplRd** 867710 N 867.71 kN

$n = N_{Ed} / N_{pl.Rd}$ **n** 0.138

$a = (A - 2\,b\,t_f) / A$ **a** 0.257

VERIFICA TENSO PRESSO FLESSIONE RETTA

Verifica per sezioni I o H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche
presso o tenso flessione nel piano delle ali

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad \text{per } n \le a,$$

$$\text{o } M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}\left[1-\left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right] \text{ per } n > a,$$

per n ≤ a

MNzRd = MplzRd	26.33	kNm	
Med / MNzRd ≤ 1	0.105		**VERIFICATO**

per n > a

MplzRd	26.33	kNm	
MNzRd	25.65	kNm	
Med / MNzRd ≤ 1	0.108		**VERIFICATO**

VERIFICA TENSO PRESSO FLESSIONE BIASSIALE

Verifica per sezioni I o H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche (n ≥ 0,2)

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^2+\left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)^{5n} \le 1$$

0.214 **VERIFICATO**

Verifica per sezioni I o H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche (n < 0,2)
o comunque sezioni generiche di classe 1 e 2

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)+\left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right) \le 1$$

0.108 **VERIFICATO**

12.11 Pilastro HEA160 a pressoflessione per muratura perimetrale

Si verifica il pilastro HEA 160 per la forza data dalla accelerazione sismica agente sulla parete muraria di bordo, in direzione ortogonale.

Calcolo della forza sismica agente sulla parete muraria.

Dimensioni del pannello murario considerato, in base all'area di influenza del pilastro.
B= 3.40 mt
H = 4.60 mt
γ = 16 kN/m^3
sp. = 45 cm.

si aggiunge il carico dovuto ai due strati di intonaco ed alla parete di cartongesso post operam = 2 x (0.25 kN/m^2) + 0.20 kN/m^2 = 0.70 kN/m^2

NTC 2008 par. 7.2.3

Forza sismica agente sulla parete (NTC 2008 - 7.2.1)

$$F_a=(S_a W_a)/q_a \qquad (7.2.1)$$

Con q (fattore di struttura dell'elemento) = 2.00 per pareti e facciate (Tab. 7.2.1 NRC 2008)

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

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

Wa = peso dell' elemento.
Wa = (3.40 m x 4.60 m x 0.45 m) x 16 kN/m^3 + (3.40 m x 4.60 m) x 0.70 kN/m^2 = 113 kN + 11 kN = 124 kN

Sa = accelerazione massima adimensionalizzata (par. 3.2.1.) corrispondente allo stato limite in esame, e può essere calcolata nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \qquad (7.2.2)$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) 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;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);

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

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

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di αS.

α = 0.138

S = S_S x S_T = 1.484 x 1.00 = 1.484

T_A = 0.02 sec.

T_1 = 0.15 sec.

Z = 3.40 mt

H = 5.90 mt.

S_A = 0.138 x [(4.728 / 1.75) – 0.5] = 0.138 x 2.20 = 0.303

Quindi :

$$F_a = (S_a W_a)/q_a \qquad (7.2.1)$$

F_A = 0.303 x 124 kN / 2 = 19 kN

Schema a mensola incastrata alla base pil. HEA 160 collegato con perni alla muratura, con F_A applicata sul baricentro della muratura :

H = 4.60 mt

Med SLU = 19 kN x 4.60 m / 2 = 43.7 kNm

Ned SLU = 120 kN da scarico capriata

HEA 160

Acciaio S235

Area = 38.77 cm^2

Sezione classe 1

Wx pl. = 245.1 cm^3

Nrd = 867 kN (*)

Si considera il carico allo SLU in favore di sicurezza, e non il carico ridotto per la condizione sismica.

Mrd = 54.85 kNm

Tasso di sfruttamento = 120 / 867 + 43.7 / 54.85 = 0.14 + 0.80 = 0.94 (< 1.00)

Si prescrive quindi che la piastra di base del pilastro HEA 160 dovrà essere in grado di assorbire un momento alla base pari a 43.7 kNm x γ (1.10 (*)) = 48.1 kNm

(*) gerarchia resist. fondazione.

Il dimensionamento della piastra e dei relativi tirafondi è da considerare come particolare costruttivo, da definire in maniera compiuta nella fase di progetto esecutivo, ai sensi dell' art. 36 comma c, art. 37 comma 6 punto 2 del D.P.R. 05/10/2010 n° 207.

12.12 Verifica muratura ante operam

Si verifica l'accelerazione di collasso agente sulla parete muraria di bordo, in direzione ortogonale, nella situazione ante operam

Calcolo della forza sismica agente sulla parete muraria.

Dimensioni del pannello murario considerato, in base all'area di influenza del pilastro.
B= 3.40 mt
H = 4.60 mt
γ = 16 kN/m^3
sp. = 45 cm.

si aggiunge il carico dovuto ai due strati di intonaco ed alla parete di cartongesso post operam = 2 x (0.25 kN/m^2) + 0.20 kN/m^2 = 0.70 kN/m^2

NTC 2008 par. 7.2.3

Forza sismica agente sulla parete (NTC 2008 - 7.2.1)

$$F_a=(S_a\, W_a)/q_a \qquad (7.2.1)$$

Con q (fattore di struttura dell'elemento) = 2.00 per pareti e facciate (Tab. 7.2.1 NRC 2008)

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

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

Wa = peso dell' elemento.
Wa = (3.40 m x 4.60 m x 0.45 m) x 16 kN/m^3 + (3.40 m x 4.60 m) x 0.70 kN/m^2 = 113 kN + 11 kN = 124 kN

Sa = accelerazione massima adimensionalizzata (par. 3.2.1.) corrispondente allo stato limite in esame, e può essere calcolata nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \qquad (7.2.2)$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) 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;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);

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

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

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di αS.

Si pone ag = 1.00

α = 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.484 \times 1.00 = 1.484$

T_A = 0.02 sec.

T_1 = 0.15 sec.

Z = 3.40 mt

H = 5.90 mt.

$S_A = 1.00 \times [(4.728 / 1.75) – 0.5] = 1.00 \times 2.20 = 2.20$

Quindi :

$$F_a=(S_a W_a)/q_a \qquad (7.2.1)$$

$F_A = 2.20 \times 124 \text{ kN} / 2 = 137 \text{ kN}$

F_A = 137 kN con ag = 1.00

Med = 137 kN x 4.60 m / 2 = 315 kNm con ag = 1.00

Peso pannello = Wa = 124 kN

B = 0.45 mt

Articolazione con cerniera alla base:

Mrd pannello = 124 kN x (0.45 m / 2) x 0.90 (EQU) = 25.11 kNm

Rapporto Mrd su Med = 25.11 kNm / 315 kNm = 0.08 g

Il collasso del pannello avverrebbe con una accelerazione pari a 0.08 g. , inferiore a quella di progetto determinata dalla normativa, quindi che il pannello necessita di ritegni antiribaltamento come i pil. HEA 160 collegati alla muratura.

12.12 Verifica cordolo UPN 220

Fascia di influenza del cordolo = 4.60 mt / 2 = 3.30 mt.

Fa al metro quadrato = Fa / Area pannello = 19 kN / (3.40 x 4.60 mt) = 1.21 kN /m^2

Luce cordolo = 5.60mt.

Fed = 1.21 kN/m^2 x 3.30 mt = 4.00 kN/ml

Med = 4.00 kN/ml x 5.60 ^{2} / 8 = 15.68 kNm

VERIFICA TRAVE ACCIAIO A FLESSIONE

TRAVE:

Tipo Acciaio	235	S					
						Carico	
Carichi nominali:				**Moltiplicatore per SLU**		**SLU**	
Carico Peso Proprio strutturale (G1)		kN/ml	γ1	1.3		0.00	kN/ml
Carico Permanente non strutturale (G2)		kN/ml	γ2	1.5		0.00	kN/ml
Carico unif. ripartito accidentale (Q1k)	4.00	kN/ml	γq	1.5		6.00	kN/ml
				Totale		**6.00**	kN/ml
Luce tra gli appoggi:							
Luce di calcolo netta:	5.60	mt				**Carico**	
				Moltiplicatore per SLE - def. d tot.		**SLE**	
Dimensioni sezione:			γ1	1.0		0	kN/ml
Tipo sezione	UPN	220	γ2	1.0		0	kN/ml
Altezza (H)	22.00	cm.	γq	1.0		4	kN/ml
Base (B):	8.00	cm.		Totale		**4**	kN/ml
Spessore anima (Sa)	0.90	cm.					
Spessore ala (e)	1.25	cm.				**Carico**	
				Moltiplicatore per SLE - def. d 2		**SLE**	**solo Q**
Peso specifico acciaio (γ)	78.5	kN/mc	γq	1.0		4	kN/ml
Angolo di inclin. dall'orizzontale (a)	0.0	gradi		Totale		4	kN/ml

Caratt. Geometriche sezione:

Area sezione:	37.4	cmq.
Mom. Inerzia asse xx (Jx)	2690	cm4
Mom. Inerzia asse yy (Jy)	197	cm4
Modulo di resist. asse xx (Wx)	245	cm3
Modulo di resist. asse yy (Wy)	33	cm3

Caratt. Meccaniche materiale:

Modulo di elasticita longitudinale (E):	210000	N/mmq
fyk (tensione snerv. Caratt.)	235	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fyd (tensione progetto)	224	N/mmq
fvk (tensione caratt. a taglio)	136	N/mmq

γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fvk (tensione caratt. a taglio)	129	N/mmq

Verifica SLU

Carico agente allo SLU (Fed)	6.00	kN/ml
Moltiplicatore luce di calcolo (L x)	1.00	
Luce di calcolo netta x moltiplicatore	5.60	mt
Coefficiente divisore momento (1/n) (*):	8	
Componente del carico direzione x:	0.0	kN/ml
Componente del carico direzione y:	6.0	kN/ml
Coefficiente divisore taglio (1/m) (*):	2	

Verifica SLE 1 deformazioni con carico totale (δtot):

Carico SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico SLE direzione y	4.0	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	400	(1/L)
f max ammissibile:	1.40	cm.
Numeratore coeff. Deform. (*)	5	
Denominatore coeff. Deform. (*)	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.907	cm.
f tot con Ptot:	0.907	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

Verifica a flessione SLU:

Medx Momento agente attorno asse x	23.5	kNm
Mrdx Momento resistente attorno asse x	54.8	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse x	0.43	
Medy Momento agente attorno asse y	0.0	kNm
Mrdy Momento resistente attorno asse y	7.4	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse y	0.00	
Coeff. di sfruttamento totale	0.43	

SEZIONE VERIFICATA A FLESSIONE

Verifica SLE 2 deformazioni con solo carico accidentale (δ2):

Carico Q SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico Q SLE direzione y	4.0	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	500	(1/L)
f max ammissibile:	1.12	cm.
Numeratore coeff. Deform.	5	
Denominatore coeff. Deform.	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.907	cm.
f tot con Ptot:	0.907	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

Verifica a taglio SLU:

Vedx Taglio agente direzione x	0.00	kN
Avx Area taglio direzione x	20	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione x	258.3	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione x	0.00	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

Vedy Taglio agente direzione y	16.80	kN
Avy Area taglio direzione y	19.80	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione y	255.7	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione y	0.07	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

(*) coefficienti in funzione dello schema statico assunto per il calcolo

12.13 Verifica arcareccio 94x140 s= 5 i= 160 cm.

G1 = 2.30 kN/m^2 x 1.60 m = 3.68 kN/ml

G2 = 0.50 kN/m^2 x 1.60 m = 0.80 kN/ml

Q1K = 1.00 kN/m^2 x 1.60 m = 1.60 kN/ml

L = 5.60 mt.

VERIFICA TRAVE ACCIAIO A FLESSIONE

TRAVE:

Tipo Acciaio	235	S

Carichi nominali:

				Moltiplicatore per SLU	Carico SLU	
Carico Peso Proprio strutturale (G1)	3.68	kN/ml	γ1	1.3	4.78	kN/ml
Carico Permanente non strutturale (G2)	0.80	kN/ml	γ2	1.5	1.20	kN/ml
Carico unif. ripartito accidentale (Q1k)	1.60	kN/ml	γq	1.5	2.40	kN/ml
				Totale	**8.38**	kN/ml

Luce tra gli appoggi:

Luce di calcolo netta:	5.60	mt

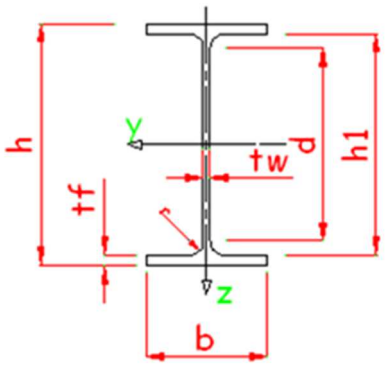
Dimensioni sezione:

				Moltiplicatore per SLE - def. d tot.	Carico SLE	
			γ1	1.0	3.68	kN/ml
Tipo sezione	SCAT.	94x140	γ2	1.0	0.8	kN/ml
Altezza (H)	14.00	cm.	γq	1.0	1.6	kN/ml
Base (B):	9.40	cm.		Totale	**6.08**	kN/ml
Spessore anima (Sa)	5.00	cm.				
Spessore ala (e)	5.00	cm.				

				Moltiplicatore per SLE - def. d 2	Carico SLE	solo Q
Peso specifico acciaio (γ)	78.5	kN/mc	γq	1.0	1.6	kN/ml
Angolo di inclin. dall'orizzontale (a)	0.0	gradi		Totale	1.6	kN/ml

Caratt. Geometriche sezione:

Area sezione:	38.77	cmq.
Mom. Inerzia asse xx (Jx)	1673	cm4
Mom. Inerzia asse yy (Jy)	615.6	cm4
Modulo di resist. asse xx (Wx)	220	cm3
Modulo di resist. asse yy (Wy)	76.9	cm3



Caratt. Meccaniche materiale:

Modulo di elasticita longitudinale (E):	210000	N/mmq
fyk (tensione snerv. Caratt.)	235	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fyd (tensione progetto)	224	N/mmq
fvk (tensione caratt. a taglio)	136	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fvk (tensione caratt. a taglio)	129	N/mmq

Verifica SLU

Carico agente allo SLU (Fed)	8.38	kN/ml
Moltiplicatore luce di calcolo (L x)	1.00	
Luce di calcolo netta x moltiplicatore	5.60	mt
Coefficiente divisore momento (1/n) (*):	8	
Componente del carico direzione x:	0.0	kN/ml
Componente del carico direzione y:	8.4	kN/ml
Coefficiente divisore taglio (1/m) (*):	2	

Verifica a flessione SLU:

Medx Momento agente attorno asse x	32.9	kNm
Mrdx Momento resistente attorno asse x	49.2	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse x	0.67	
Medy Momento agente attorno asse y	0.0	kNm
Mrdy Momento resistente attorno asse y	17.2	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse y	0.00	
Coeff. di sfruttamento totale	0.67	

SEZIONE VERIFICATA A FLESSIONE

Verifica a taglio SLU:

Vedx Taglio agente direzione x	0.00	kN
Avx Area taglio direzione x	94	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione x	1213.9	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione x	0.00	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

Vedy Taglio agente direzione y	23.48	kN
Avy Area taglio direzione y	70.00	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione y	904.0	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione y	0.03	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

(*) coefficienti in funzione dello schema statico assunto per il calcolo

Verifica SLE 1 deformazioni con carico totale (δtot):

Carico SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico SLE direzione y	6.1	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	250	(1/L)
f max ammissibile:	2.24	cm.
Numeratore coeff. Deform. (*)	5	
Denominatore coeff. Deform. (*)	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	2.216	cm.
f tot con Ptot:	2.216	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

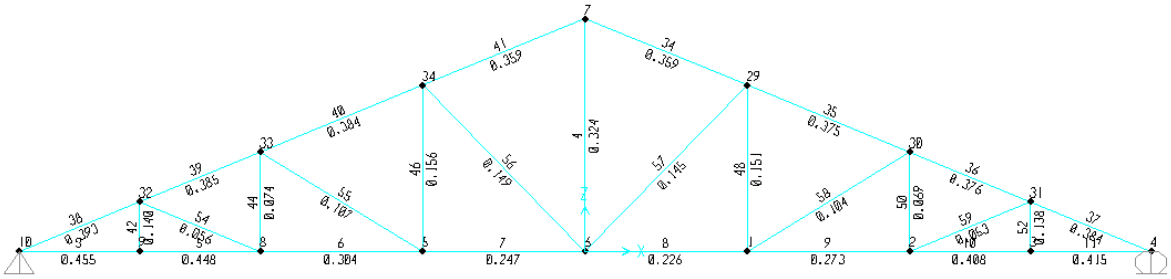
Verifica SLE 2 deformazioni con solo carico accidentale (δ2):

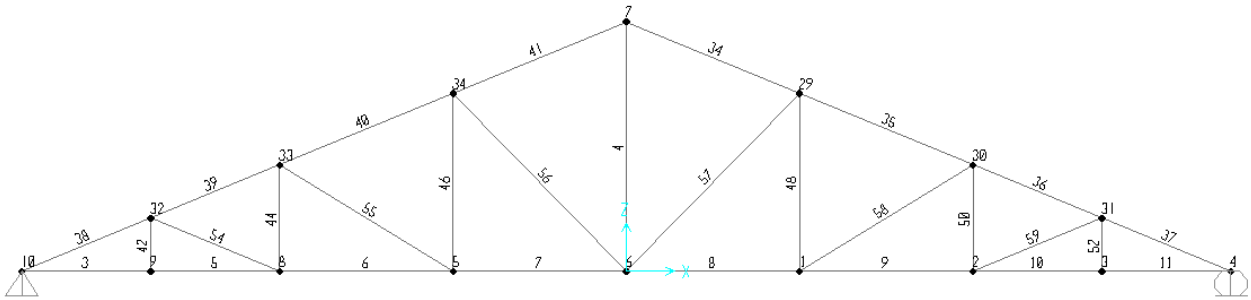
Carico Q SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico Q SLE direzione y	1.6	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	300	(1/L)
f max ammissibile:	1.87	cm.
Numeratore coeff. Deform.	5	
Denominatore coeff. Deform.	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.583	cm.
f tot con Ptot:	0.583	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

12.14 Verifica capriata copertura

La sezione si intende verificata per un coefficiente di sfruttamento inferiore o pari ad 1.00.





SAP2000 v14.0.0 7/24/12 10:11:30

Table: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005, Part 1 of 2

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType
4	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	0.324220	PMM
3	UPN240	Beam	No Messages	0.454709	PMM
5	UPN240	Beam	No Messages	0.447588	PMM
6	UPN240	Beam	No Messages	0.304104	PMM
7	UPN240	Beam	No Messages	0.247166	PMM
8	UPN240	Beam	No Messages	0.225752	PMM
9	UPN240	Beam	No Messages	0.272903	PMM
10	UPN240	Beam	No Messages	0.407685	PMM
11	UPN240	Beam	No Messages	0.414681	PMM
34	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	0.358810	PMM
35	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	0.374752	PMM
36	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	0.376232	PMM
37	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	0.383511	PMM
38	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	0.392861	PMM
39	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	0.384991	PMM
40	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	0.384342	PMM
41	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	0.359132	PMM
42	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	0.139803	PMM
44	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	0.074264	PMM
46	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	0.155961	PMM
48	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	0.150677	PMM
50	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	0.068626	PMM
52	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	0.137585	PMM
54	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	0.055928	PMM
55	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	0.106936	PMM
56	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	0.148858	PMM

57	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	0.145261	PMM
58	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	0.103511	PMM
59	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	0.053226	PMM

Table: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005, Part 2 of 2

Frame	Combo	Location m	ErrMsg	WarnMsg
4	SLU2	2.80000	No Messages	No Messages
3	SLU2	1.45000	No Messages	No Messages
5	SLU2	0.00000	No Messages	No Messages
6	SLU2	0.00000	No Messages	No Messages
7	SLU2	0.00000	No Messages	No Messages
8	SLU4	1.95000	No Messages	No Messages
9	SLU3	1.95000	No Messages	No Messages
10	SLU3	1.45000	No Messages	No Messages
11	SLU3	0.00000	No Messages	No Messages
34	SLU4	0.00000	No Messages	No Messages
35	SLU3	0.00000	No Messages	No Messages
36	SLU3	0.00000	No Messages	No Messages
37	SLU3	0.78406	No Messages	No Messages
38	SLU2	0.78406	No Messages	No Messages
39	SLU2	1.56811	No Messages	No Messages
40	SLU2	2.10884	No Messages	No Messages
41	SLU4	2.10884	No Messages	No Messages
42	SLU2	0.00000	No Messages	No Messages
44	SLU2	0.00000	No Messages	No Messages
46	SLU2	1.99706	No Messages	No Messages
48	SLU3	1.99706	No Messages	No Messages
50	SLU3	0.00000	No Messages	No Messages
52	SLU4	0.00000	No Messages	No Messages
54	SLU2	0.00000	No Messages	No Messages
55	SLU2	1.14329	No Messages	No Messages
56	SLU2	0.00000	No Messages	No Messages
57	SLU3	0.00000	No Messages	No Messages
58	SLU3	1.14329	No Messages	No Messages
59	SLU3	0.00000	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005, Part 1 of 8

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Combo	Location m	Pu KN
4	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU2	2.80000	79.693
3	UPN240	Beam	No Messages	SLU2	1.45000	252.274
5	UPN240	Beam	No Messages	SLU2	0.00000	253.995
6	UPN240	Beam	No Messages	SLU2	0.00000	242.920
7	UPN240	Beam	No Messages	SLU2	0.00000	194.275
8	UPN240	Beam	No Messages	SLU4	1.95000	178.064
9	UPN240	Beam	No Messages	SLU3	1.95000	216.114
10	UPN240	Beam	No Messages	SLU3	1.45000	227.953
11	UPN240	Beam	No Messages	SLU3	0.00000	226.238
34	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU4	0.00000	-149.774
35	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU3	0.00000	-185.293
36	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU3	0.00000	-233.519
37	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU3	0.78406	-247.107
38	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU2	0.78406	-250.809
39	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU2	1.56811	-238.340
40	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU2	2.10884	-189.018
41	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU4	2.10884	-149.598
42	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU2	0.00000	-15.742
44	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU2	0.00000	13.089
46	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU2	1.99706	29.320
48	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU3	1.99706	28.582
50	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU3	0.00000	12.837
52	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU4	0.00000	-14.354
54	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU2	0.00000	-11.656
55	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU2	1.14329	-56.624
56	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU2	0.00000	-68.629
57	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU3	0.00000	-66.620
58	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU3	1.14329	-55.025
59	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU3	0.00000	-12.535

Table: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005, Part 2 of 8

Frame	MuMajor KN-m	MuMinor KN-m	VuMajor KN	VuMinor KN	Tu KN-m	Equation	TotalRatio
4	-0.2808	0.0000	0.160	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.324220
3	15.4309	0.0000	-8.082	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.454709
5	14.6978	0.0000	7.660	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.447588
6	3.8911	0.0000	0.112	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.304104

7	3.4366	0.0000	1.853	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.247166
8	3.0851	0.0000	-1.618	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.225752
9	3.6550	0.0000	-0.075	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.272903
10	13.6819	0.0000	-7.080	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.407685
11	14.4042	0.0000	7.465	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.414681
34	-6.8578	0.0000	-16.041	0.000	0.0000	(6.2)	0.358810
35	-6.0080	0.0000	-18.364	0.000	0.0000	(6.2)	0.374752
36	-4.1319	0.0000	-15.394	0.000	0.0000	(6.2)	0.376232
37	3.8490	0.0000	2.351	0.000	0.0000	(6.2)	0.383511
38	4.0358	0.0000	-2.546	0.000	0.0000	(6.2)	0.392861
39	-4.2527	0.0000	15.951	0.000	0.0000	(6.2)	0.384991
40	-6.2024	0.0000	18.972	0.000	0.0000	(6.2)	0.384342
41	-6.8764	0.0000	16.497	0.000	0.0000	(6.2)	0.359132
42	-0.7332	0.0000	-1.721	0.000	0.0000	(6.2)	0.139803
44	0.2341	0.0000	0.299	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.074264
46	-0.4314	0.0000	0.392	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.155961
48	0.4084	0.0000	-0.369	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.150677
50	-0.1919	0.0000	-0.232	0.000	0.0000	(6.2.1)	0.068626
52	0.7589	0.0000	1.864	0.000	0.0000	(6.2)	0.137585
54	0.8712	0.0000	6.279E-03	0.000	0.0000	(6.2)	0.055928
55	0.4784	0.0000	0.069	0.000	0.0000	(6.2)	0.106936
56	-0.5487	0.0000	-0.615	0.000	0.0000	(6.62)	0.148858
57	-0.5534	0.0000	-0.614	0.000	0.0000	(6.62)	0.145261
58	0.4557	0.0000	0.062	0.000	0.0000	(6.2)	0.103511
59	0.7792	0.0000	-0.041	0.000	0.0000	(6.2)	0.053226

Table: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005, Part 3 of 8

Frame	PRatio	MMajRatio	MMinRatio	SRLimit	NsdDsgn KN	Ncrd KN	Ntrd KN
4	0.292827	0.031394	0.000000	1.000000	79.693	87.350	272.152
3	0.266536	0.188173	0.000000	1.000000	252.274	721.997	946.490
5	0.268355	0.179233	0.000000	1.000000	253.995	721.997	946.490
6	0.256654	0.047450	0.000000	1.000000	242.920	592.576	946.490
7	0.205258	0.041908	0.000000	1.000000	194.275	592.576	946.490
8	0.188130	0.037621	0.000000	1.000000	178.064	592.576	946.490
9	0.228332	0.044571	0.000000	1.000000	216.114	592.576	946.490
10	0.240840	0.166845	0.000000	1.000000	227.953	721.997	946.490
11	0.239028	0.175652	0.000000	1.000000	226.238	721.997	946.490
34	0.167301	0.191508	0.000000	1.000000	-149.774	799.074	895.238
35	0.206976	0.167776	0.000000	1.000000	-185.293	799.074	895.238
36	0.260846	0.115385	0.000000	1.000000	-233.519	842.998	895.238
37	0.276024	0.107487	0.000000	1.000000	-247.107	842.998	895.238
38	0.280159	0.112702	0.000000	1.000000	-250.809	842.998	895.238
39	0.266231	0.118760	0.000000	1.000000	-238.340	842.998	895.238
40	0.211137	0.173205	0.000000	1.000000	-189.018	799.074	895.238
41	0.167105	0.192027	0.000000	1.000000	-149.598	799.074	895.238
42	0.057842	0.081961	0.000000	1.000000	-15.742	272.152	272.152
44	0.048094	0.026170	0.000000	1.000000	13.089	230.849	272.152
46	0.107736	0.048225	0.000000	1.000000	29.320	149.984	272.152
48	0.105023	0.045654	0.000000	1.000000	28.582	149.984	272.152
50	0.047169	0.021457	0.000000	1.000000	12.837	230.849	272.152
52	0.052742	0.084843	0.000000	1.000000	-14.354	272.152	272.152
54	0.017691	0.038238	0.000000	1.000000	-11.656	658.895	658.895
55	0.085937	0.020999	0.000000	1.000000	-56.624	658.895	658.895
56	0.129829	0.000000	0.019030	1.000000	-68.629	528.615	658.895
57	0.126028	0.000000	0.019232	1.000000	-66.620	528.615	658.895
58	0.083511	0.020000	0.000000	1.000000	-55.025	658.895	658.895
59	0.019025	0.034201	0.000000	1.000000	-12.535	658.895	658.895

Table: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005, Part 4 of 8

Frame	NbrdMajor KN	NbrdMinor KN	MsdMajDsgn KN-m	McrdMajor KN-m	MvrdMajor KN-m	MbrdMajor KN-m	XKMajor
4	87.350	140.241	-0.2808	8.9452	8.9452	8.9452	2.004639
3	946.490	721.997	15.4309	82.0038	82.0038	68.9164	1.000000
5	946.490	721.997	14.6978	82.0038	82.0038	68.8959	1.000000
6	934.373	592.576	3.8911	82.0038	82.0038	57.0811	1.000000
7	934.373	592.576	3.4366	82.0038	82.0038	67.8144	1.000000
8	934.373	592.576	3.0851	82.0038	82.0038	67.7966	1.000000
9	934.373	592.576	3.6550	82.0038	82.0038	57.0607	1.000000
10	946.490	721.997	13.6819	82.0038	82.0038	68.8689	1.000000
11	946.490	721.997	14.4042	82.0038	82.0038	68.8639	1.000000
34	824.441	799.074	-6.8578	35.8095	35.8095	35.8095	1.000000
35	824.441	799.074	-6.0080	35.8095	35.8095	35.8095	1.000000
36	895.238	842.998	-4.1319	35.8095	35.8095	35.8095	1.000000
37	895.238	842.998	3.8490	35.8095	35.8095	35.8095	1.000000
38	895.238	842.998	4.0358	35.8095	35.8095	35.8095	1.000000
39	895.238	842.998	-4.2527	35.8095	35.8095	35.8095	1.000000
40	824.441	799.074	-6.2024	35.8095	35.8095	35.8095	1.000000
41	824.441	799.074	-6.8764	35.8095	35.8095	35.8095	1.000000
42	272.152	272.152	-0.7332	8.9452	8.9452	8.9452	2.017687

44	230.849	249.662	0.2341	8.9452	8.9452	8.9452	2.009886
46	149.984	204.563	-0.4314	8.9452	8.9452	8.9452	2.006749
48	149.984	204.563	0.4084	8.9452	8.9452	8.9452	2.006749
50	230.849	249.662	-0.1919	8.9452	8.9452	8.9452	2.009886
52	272.152	272.152	0.7589	8.9452	8.9452	8.9452	2.017687
54	658.895	658.895	0.8712	22.7838	22.7838	22.7838	1.000000
55	658.895	658.895	0.4784	22.7838	22.7838	22.7838	1.000000
56	528.615	528.615	-0.5487	22.7838	22.7838	22.7838	1.000000
57	528.615	528.615	-0.5534	22.7838	22.7838	22.7838	1.000000
58	658.895	658.895	0.4557	22.7838	22.7838	22.7838	1.000000
59	658.895	658.895	0.7792	22.7838	22.7838	22.7838	1.000000

Table: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005, Part 5 of 8

Frame	XLMajor	kMajor	kzy	C1	MsdMinDsgn KN-m	McrdMinor KN-m	MvrdMinor KN-m
4	1.000000	0.691951	0.621161	2.700000	0.0000	6.2237	6.2237
3	1.000000	0.678518	0.948713	1.607567	0.0000	18.9858	18.9858
5	1.000000	0.679386	0.948472	1.604863	0.0000	18.9858	18.9858
6	1.000000	0.899084	0.945345	1.133118	0.0000	18.9858	18.9858
7	1.000000	0.486365	0.879759	2.330431	0.0000	18.9858	18.9858
8	1.000000	0.486931	0.890156	2.327144	0.0000	18.9858	18.9858
9	1.000000	0.899289	0.951440	1.131774	0.0000	18.9858	18.9858
10	1.000000	0.681203	0.953883	1.601299	0.0000	18.9858	18.9858
11	1.000000	0.681465	0.954254	1.600644	0.0000	18.9858	18.9858
34	1.000000	0.422578	0.925885	1.320207	0.0000	31.3333	31.3333
35	1.000000	0.687350	0.964958	1.132938	0.0000	31.3333	31.3333
36	1.000000	0.673402	0.968932	1.712010	0.0000	31.3333	31.3333
37	1.000000	0.969801	0.980818	1.000000	0.0000	31.3333	31.3333
38	1.000000	0.974553	0.980641	1.000000	0.0000	31.3333	31.3333
39	1.000000	0.687395	0.969287	1.743314	0.0000	31.3333	31.3333
40	1.000000	0.690281	0.964425	1.135997	0.0000	31.3333	31.3333
41	1.000000	0.429822	0.929220	1.288523	0.0000	31.3333	31.3333
42	1.000000	0.443077	0.860908	2.526629	0.0000	6.2237	6.2237
44	1.000000	0.411316	0.981762	2.700000	0.0000	6.2237	6.2237
46	1.000000	0.462557	0.916610	2.700000	0.0000	6.2237	6.2237
48	1.000000	0.460982	0.918710	2.700000	0.0000	6.2237	6.2237
50	1.000000	0.434188	0.984443	2.603801	0.0000	6.2237	6.2237
52	1.000000	0.416831	0.860908	2.645596	0.0000	6.2237	6.2237
54	1.000000	0.842261	0.998669	1.229812	0.0000	22.7838	22.7838
55	1.000000	1.028670	0.992507	1.000000	0.0000	22.7838	22.7838
56	1.000000	0.430556	0.931764	2.700000	0.0000	22.7838	22.7838
57	1.000000	0.429661	0.933761	2.700000	0.0000	22.7838	22.7838
58	1.000000	1.026288	0.992706	1.000000	0.0000	22.7838	22.7838
59	1.000000	0.861240	0.998612	1.194651	0.0000	22.7838	22.7838

Table: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005, Part 6 of 8

Frame	XKMinor	XLMinor	kMinor	kyz	Fy KN/m2	E KN/m2	Length m
4	1.000000	1.000000	1.454607	0.872764	235000.00	210000000.0	2.80000
3	1.000000	1.000000	1.279529	0.767717	235000.00	210000000.0	1.45000
5	1.000000	1.000000	1.281436	0.768862	235000.00	210000000.0	1.45000
6	1.000000	1.000000	1.327951	0.796771	235000.00	210000000.0	1.95000
7	1.000000	1.000000	1.262278	0.757367	235000.00	210000000.0	1.95000
8	1.000000	1.000000	1.240392	0.744235	235000.00	210000000.0	1.95000
9	1.000000	1.000000	1.291762	0.775057	235000.00	210000000.0	1.95000
10	1.000000	1.000000	1.252581	0.751548	235000.00	210000000.0	1.45000
11	1.000000	1.000000	1.250680	0.750408	235000.00	210000000.0	1.45000
34	1.000000	1.000000	1.149948	0.689969	235000.00	210000000.0	2.10884
35	1.000000	1.000000	1.185507	0.711304	235000.00	210000000.0	2.10884
36	1.000000	1.000000	1.221608	0.732965	235000.00	210000000.0	1.56811
37	1.000000	1.000000	1.234503	0.740702	235000.00	210000000.0	1.56811
38	1.000000	1.000000	1.238016	0.742810	235000.00	210000000.0	1.56811
39	1.000000	1.000000	1.226183	0.735710	235000.00	210000000.0	1.56811
40	1.000000	1.000000	1.189237	0.713542	235000.00	210000000.0	2.10884
41	1.000000	1.000000	1.149772	0.689863	235000.00	210000000.0	2.10884
42	1.000000	1.000000	1.046274	0.627764	235000.00	210000000.0	0.59706
44	1.000000	1.000000	1.041941	0.625165	235000.00	210000000.0	1.19412
46	1.000000	1.000000	1.114666	0.668800	235000.00	210000000.0	1.99706
48	1.000000	1.000000	1.111779	0.667067	235000.00	210000000.0	1.99706
50	1.000000	1.000000	1.041134	0.624681	235000.00	210000000.0	1.19412
52	1.000000	1.000000	1.042194	0.625316	235000.00	210000000.0	0.59706
54	1.000000	1.000000	1.014153	0.608492	235000.00	210000000.0	1.56811
55	1.000000	1.000000	1.068750	0.641250	235000.00	210000000.0	2.28657
56	1.000000	1.000000	1.103863	0.662318	235000.00	210000000.0	2.79119
57	1.000000	1.000000	1.100823	0.660494	235000.00	210000000.0	2.79119
58	1.000000	1.000000	1.066808	0.640085	235000.00	210000000.0	2.28657
59	1.000000	1.000000	1.015220	0.609132	235000.00	210000000.0	1.56811

Table: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005, Part 7 of 8

Frame	MajAxisAng Degrees	RLLF	SectClass	FramingType	ErrMsg
4		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
3		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
5		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
6		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
7		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
8		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
9		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
10		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
11		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
34		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
35		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
36		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
37		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
38		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
39		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
40		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
41		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
42		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
44		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
46		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
48		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
50		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
52		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
54		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
55		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
56		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
57		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
58		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages
59		1.000000	Class 1	Moment Resisting Frame	No Messages

Table: Steel Design 3 - Shear Details - Eurocode 3-2005, Part 1 of 4

Frame	DesignSect	DesignType	Status	VMajorCombo	VMajorLoc m	VMajorRatio
4	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU2	0.00000	0.001545
3	UPN240	Beam	No Messages	SLU2	0.00000	0.029557
5	UPN240	Beam	No Messages	SLU2	1.45000	0.028124
6	UPN240	Beam	No Messages	SLU2	1.95000	0.003236
7	UPN240	Beam	No Messages	SLU2	1.95000	0.009147
8	UPN240	Beam	No Messages	SLU3	0.00000	0.008677
9	UPN240	Beam	No Messages	SLU3	0.00000	0.003113
10	UPN240	Beam	No Messages	SLU3	0.00000	0.026157
11	UPN240	Beam	No Messages	SLU4	1.45000	0.027719
34	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU3	0.00000	0.058989
35	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU3	0.00000	0.059215
36	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU3	0.00000	0.049638
37	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU3	1.56811	0.049792
38	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU2	0.00000	0.051786
39	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU2	1.56811	0.051434
40	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU2	2.10884	0.061176
41	TUBO120x100 s=10	Brace	No Messages	SLU2	2.10884	0.060787
42	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU4	0.00000	0.017956
44	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU2	0.00000	0.002894
46	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU2	0.00000	0.003792
48	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU4	0.00000	0.003755
50	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU3	1.19412	0.002245
52	TUBO 100x60s=4	Column	No Messages	SLU4	0.00000	0.018029
54	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU2	1.56811	0.002137
55	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU2	2.28657	0.001749
56	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU4	0.00000	0.003114
57	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU4	0.00000	0.003120
58	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU4	2.28657	0.001727
59	TUBO100X100X8	Brace	No Messages	SLU4	1.56811	0.001970

Table: Steel Design 3 - Shear Details - Eurocode 3-2005, Part 2 of 4

Frame	VsdMajDsgn KN	VrdMajor KN	TuMajor KN-m	VMinorCombo	VMinorLoc m	VMinorRatio	VsdMinDsgn KN
4	0.160	103.373	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.160
3	8.708	294.614	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	8.708
5	8.286	294.614	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	8.286
6	0.953	294.614	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.953
7	2.695	294.614	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	2.695
8	2.556	294.614	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	2.556
9	0.917	294.614	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.917
10	7.706	294.614	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	7.706
11	8.166	294.614	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	8.166

34	18.294	310.120	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	18.294
35	18.364	310.120	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	18.364
36	15.394	310.120	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	15.394
37	15.442	310.120	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	15.442
38	16.060	310.120	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	16.060
39	15.951	310.120	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	15.951
40	18.972	310.120	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	18.972
41	18.851	310.120	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	18.851
42	1.856	103.373	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	1.856
44	0.299	103.373	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.299
46	0.392	103.373	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.392
48	0.388	103.373	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.388
50	0.232	103.373	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.232
52	1.864	103.373	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	1.864
54	0.442	206.746	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.442
55	0.362	206.746	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.362
56	0.644	206.746	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.644
57	0.645	206.746	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.645
58	0.357	206.746	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.357
59	0.407	206.746	0.0000	SLU1	0.00000	0.000000	0.407

Table: Steel Design 3 - Shear Details - Eurocode 3-2005, Part 3 of 4

Frame	VrdMinor KN	TuMinor KN-m	SRLimit	RLLF	FramingType
4	62.024	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
3	238.017	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
5	238.017	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
6	238.017	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
7	238.017	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
8	238.017	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
9	238.017	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
10	238.017	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
11	238.017	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
34	258.433	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
35	258.433	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
36	258.433	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
37	258.433	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
38	258.433	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
39	258.433	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
40	258.433	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
41	258.433	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
42	62.024	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
44	62.024	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
46	62.024	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
48	62.024	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
50	62.024	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
52	62.024	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
54	206.746	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
55	206.746	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
56	206.746	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
57	206.746	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
58	206.746	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame
59	206.746	0.0000	1.000000	1.000000	Moment Resisting Frame

12.15 Verifica scala

G1 = 0.50 kN/m^2 x 0.60 m = 0.30 kN/ml

G2 = 2.00 kN/m^2 x 0.60 m = 1.20 kN/ml + parapetto (0.80 kN/ml) = 2.00 kN/ml

Q1K = 4.00 kN/m^2 x 0.60 m = 1.60 kN/ml

Lmax = 5.30 mt.

VERIFICA TRAVE ACCIAIO A FLESSIONE

TRAVE:

Tipo Acciaio	235	S

Carichi nominali:

				Moltiplicatore per SLU	Carico SLU	
Carico Peso Proprio strutturale (G1)	0.30	kN/ml	γ1	1.3	0.39	kN/ml
Carico Permanente non strutturale (G2)	2.00	kN/ml	γ2	1.5	3.00	kN/ml
Carico unif. ripartito accidentale (Q1k)	1.60	kN/ml	γq	1.5	2.40	kN/ml
				Totale	**5.79**	kN/ml

Luce tra gli appoggi:

Luce di calcolo netta:	5.30	mt

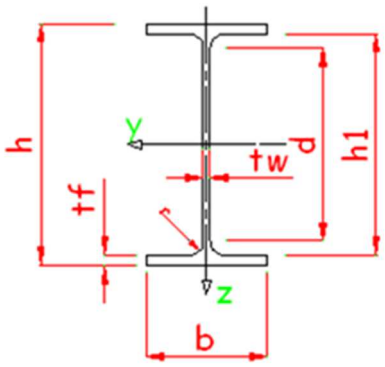
Dimensioni sezione:

				Moltiplicatore per SLE - def. d tot.	Carico SLE	
			γ1	1.0	0.3	kN/ml
Tipo sezione	UPN	240	γ2	1.0	2	kN/ml
Altezza (H)	24.00	cm.	γq	1.0	1.6	kN/ml
Base (B):	8.50	cm.		Totale	**3.9**	kN/ml
Spessore anima (Sa)	0.95	cm.				
Spessore ala (e)	1.30	cm.				

				Moltiplicatore per SLE - def. d 2	Carico SLE	solo Q
Peso specifico acciaio (γ)	78.5	kN/mc	γq	1.0	1.6	kN/ml
Angolo di inclin. dall'orizzontale (a)	0.0	gradi		Totale	1.6	kN/ml

Caratt. Geometriche sezione:

Area sezione:	42.3	cmq.
Mom. Inerzia asse xx (Jx)	3600	cm4
Mom. Inerzia asse yy (Jy)	246	cm4
Modulo di resist. asse xx (Wx)	300	cm3
Modulo di resist. asse yy (Wy)	39.6	cm3



Caratt. Meccaniche materiale:

Modulo di elasticita longitudinale (E):	210000	N/mmq
fyk (tensione snerv. Caratt.)	235	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fyd (tensione progetto)	224	N/mmq
fvk (tensione caratt. a taglio)	136	N/mmq
γm (coeff. sicurezza)	1.05	
fvk (tensione caratt. a taglio)	129	N/mmq

Verifica SLU

Carico agente allo SLU (Fed)	5.79	kN/ml
Moltiplicatore luce di calcolo (L x)	1.00	
Luce di calcolo netta x moltiplicatore	5.30	mt
Coefficiente divisore momento (1/n) (*):	8	
Componente del carico direzione x:	0.0	kN/ml
Componente del carico direzione y:	5.8	kN/ml
Coefficiente divisore taglio (1/m) (*):	2	

Verifica a flessione SLU:

Medx Momento agente attorno asse x	20.3	kNm
Mrdx Momento resistente attorno asse x	67.1	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse x	0.30	
Medy Momento agente attorno asse y	0.0	kNm
Mrdy Momento resistente attorno asse y	8.9	kNm
Coeff. di sfruttamento Momento asse y	0.00	
Coeff. di sfruttamento totale	0.30	

SEZIONE VERIFICATA A FLESSIONE

Verifica a taglio SLU:

Vedx Taglio agente direzione x	0.00	kN
Avx Area taglio direzione x	22.1	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione x	285.4	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione x	0.00	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

Vedy Taglio agente direzione y	15.34	kN
Avy Area taglio direzione y	22.80	cmq
Vrdx Taglio resistente direzione y	294.4	kN
Coeff. di sfruttamento a taglio direzione y	0.05	

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

(*) coefficienti in funzione dello schema statico assunto per il calcolo

Verifica SLE 1 deformazioni con carico totale (δtot):

Carico SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico SLE direzione y	3.9	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	400	(1/L)
f max ammissibile:	1.33	cm.
Numeratore coeff. Deform. (*)	5	
Denominatore coeff. Deform. (*)	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.530	cm.
f tot con Ptot:	0.530	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

Verifica SLE 2 deformazioni con solo carico accidentale (δ2):

Carico Q SLE direzione x	0.0	kN/ml
Carico Q SLE direzione y	1.6	kN/ml
Limite deformazione (1/n):	500	(1/L)
f max ammissibile:	1.06	cm.
Numeratore coeff. Deform.	5	
Denominatore coeff. Deform.	384	
fx con Ptot:	0.00	cm.
fy con Ptot:	0.217	cm.
f tot con Ptot:	0.217	cm.

SEZIONE VERIFICATA A DEFORMAZIONE

12.16 Verifica soletta s= 30 in c.a.

G1 = 7.50 kN/m^2 x 1.90 m = 14.25 kN/ml x 1.30 = 15.8 kN/ml

G1 = 2.00 kN/m^2 x 1.80 m = 3.60 kN/ml x 1.30 = 4.7 kN/ml

G2 = 2.50 kN/m^2 x 1.90 m = 4.75 kN/ml x 1.50 = 7.2 kN/ml

G2 = 3.40 kN/m^2 x 1.80 m = 6.12 kN/ml x 1.50 = 9.2 kN/ml

Q1K = 4.00 kN/m^2 x 1.90 m = 7.60 kN/ml x 1.50 = 11.4 kN/ml

Q1K = 4.00 kN/m^2 x 1.80 m = 7.20 kN/ml x 1.50 = 10.8 kN/ml

Lmax = 3.60 mt.

Fed SLU = 59.1 kN/ml

Mmax = Fed x L^2 / 8 = 95.8 kNm

Sezione 190x30

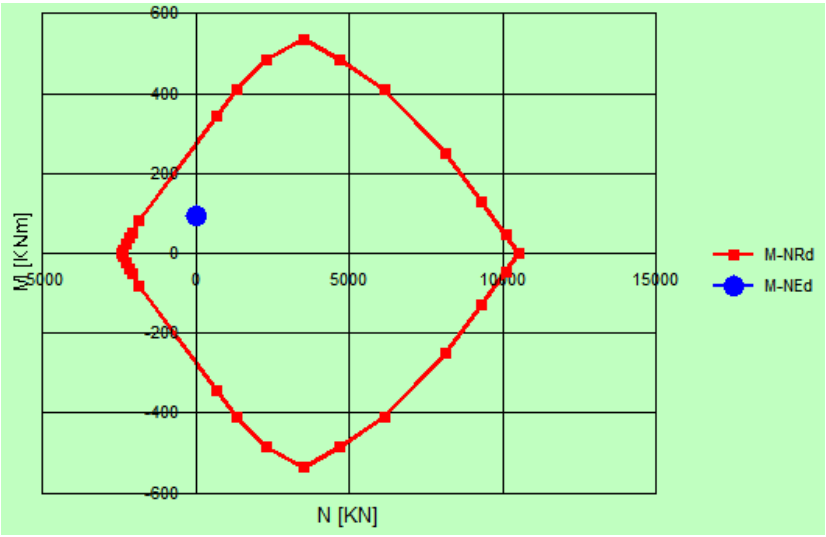
Cls C25/30

Acciaio B450 C

Aa sup. = ϕ20/20

Aa inf = ϕ20/20

Mrd =278 kNm



Verifica a taglio:

Ved SLU = 107 kN

VERIFICA A TAGLIO CA NTC 2008 cap. 4.1.2.1.3.

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

larghezza trave **bt** (larghezza minima bw)	190	cm
altezza trave **ht**	30	cm
copriferro **c**	5	cm
altezza utile trave **d**	25	cm
armatura longitudinale tesa **Asl**	31.4	cmq
sforzo di compressione agente **Ned**	0.00	kN
sforzo di taglio agente **Ved**	107.00	kN
Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg. **fck**	25	MPa
coefficiente parziale di sicurezza **γc**	1.50	
coefficiente **k**	1.89	
Vmin	0.46	MPa
rapporto geometrico armatura longitudinale **ρ1**	0.0066	
tensione media di compressione **σcp**	0.0000	MPa
sforzo di taglio resistente **Vrd** (espress. 1)	274.793	kN
sforzo di taglio resistente **Vrd** (espress. 2)	216.74	kN
taglio resistente Vrd	**274.79**	kN

Vrd ≥ Ved **VERIFICATO**

12.15 Verifica connessione con muratura perimetrale solai

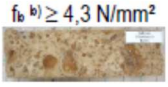
Si assume l'azione massima di taglio desunta dalle verifiche delle travi in acciaio HEA 140, IPE 140, IPE 120 desunta dal paragrafo precedente, come situazione peggiore.

V_{ED} = 19.45 kN SLU , max valore del taglio allo SLU trasmesso da trave di solaio. L'interasse delle travi è pari a 80 cm.
(Gli altri valori di taglio sono inferiori VED = 17 kN per trave IPE 140, e VED = 12 kN per trave IPE 120).

Ancoraggi piastre:
Barra filettata D=16 mm. L=500mm , resina chimica HILTI HIT-HY 70.

Con riferimento al manuale di progettazione degli ancoraggi Hilti:
Portata in KN del singolo ancoraggio a taglio:
Barra filettata D=16 mm.
Profondità foro L=500 mm. (> 160 mm. min.)

Recommended loads [a] F_{rec} for brick breakout and pull out in [kN]
Solid masonry: HIT-HY 70 with HIT-V, HAS, HAS-E and HIT-IC

			HIT-V, HAS, HAS-E or Rebar [c]				
Anchor size / Base material	Setting depth [mm]		Rod M8 or Rebar Ø8 [d]	Rod M10 or Rebar Ø10 [d]	Rod M12 or Rebar Ø12 [d]	Rod M14 or Rebar Ø14 [d]	Rod M16 or Rebar Ø16 [d]
Volcanic rock (Tufo) EN 771-3 f_b [b] ≥ 4,3 N/mm²  Italy	80	N_{rec} [kN]	0,9	-	-	-	-
		V_{rec} [kN]	0,9	-	-	-	-
	100	N_{rec} [kN]	-	1,2	-	-	-
		V_{rec} [kN]	-	1,2	-	-	-
	120	N_{rec} [kN]	-	-	1,5	-	-
		V_{rec} [kN]	-	-	1,5	-	-
	140	N_{rec} [kN]	-	-	-	1,8	-
		V_{rec} [kN]	-	-	-	1,8	-
	160	N_{rec} [kN]	-	-	-	-	2,1
		V_{rec} [kN]	-	-	-	-	2,1

a) Recommended load values with consideration of a global safety factor γ_{global} = 3,0: $F_{rec} = F_{Rk} / \gamma_{global}$
b) f_b = brick strength
c) Minimum base material thickness h = setting depth + 50mm.
d) Drill bit diameters for rebars BSt 500S:
Ø8: d_0=12mm; Ø10: d_0=14mm; Ø12: d_0=16mm; Ø14: d_0=18mm; Ø16: d_0=20mm;

Il valore di carico raccomandato (Recommended load values) è dato secondo il metodo delle tensioni ammissibili ("Recommended Load Values") , considerando un coefficiente di sicurezza γ_{GLOBAL} pari a 3.00.

N.B. il valore è dato per la lunghezza di ancoraggio minima possibile (min. 160 mm), secondo il manuale, inferiore a quella prevista in progetto che è pari a 500mm.

Si ragguaglia il valore secondo la lunghezza di ancoraggio maggiore rispetto alla minima delle tabelle.
L eff. = 500 mm. su L min. 160 mm. Moltiplic. = 500/160 = 3.12

Valore di resistenza a rottura a taglio: Vrott. = 2.10 kN (t.a.) x γ_{GLOBAL} = 2.10 kN x 3.00 = 6.30 kN
Si ragguaglia il valore per la lunghezza di ancoraggio maggiore = 6.30 kN x 3.12 = 19.65 kN
Valore di progetto allo SLU (Stato limite ultimo: V_{RD} = 19.65 kN / $\gamma_{ANCHOR-SLU}$ = 15.75 kN / 2.00 = 9.82 kN SLU

Portata in KN del singolo ancoraggio a taglio allo SLU:
$V_{Rd,c}$ = 9.82 kN

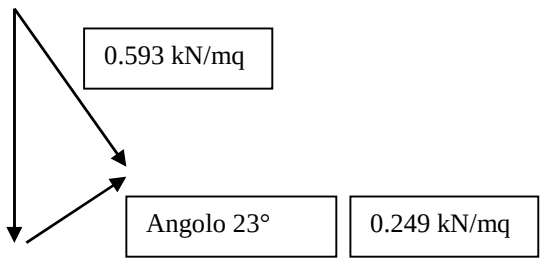
La sollecitazione di taglio viene assorbita da n° 2 perni (1 perno ogni 40 cm.) :
$V_{RD\ TOT}$ = 2 x 9.82 kN = 19.64 kN SLU (> 19.45 kN SLU) verificato.

12.16 Verifica controvento

Il controvento dovrà trasferire la componente orizzontale dell'azione del vento agente sulle falde di copertura sule pareti in muratura trasversali.

Nota: L'azione sismica orizzontale di ribaltamento agente sulle pareti perimetrali è stata considerata integralmente assorbita dai pilastri in acciaio HEA 160 con schema a mensola incastrata alla base, secondo le verifiche precedenti.

Si considera il campo maggiore di influenza, dato dai controventi che debbono riportare l'azione orizzontale del vento sui pilastri di irrigidimento laterali HEA 160, dimensionati per resistere alla azione sismica di progetto, che risulta maggiore della azione del vento.
Si considera congruente con NTC 08 l'azione del vento non contemparanea alla azione sismica.
La zona di influenza massima risulta di ampiezza pari a 5.90 m x 9 m (si trascura la parete muraria intermedia in quanto non direttamente collegata ai controventi).
Pressione/depressione max del vento di progetto (agente perpendicolarmente al piano di falda= = 0.593 kN/mq
Angolazione della falda rispetto al piano orizzontale : 23°
Dalla decomposizione della spinta del vento lungo il piano di falda inclinato di 23° risulta una forza agente parallela al piano di falda pari a 24.9 kN/mq.



P = 0.249 kN/mq x 9,00 m = 2.25 kN/ml

L = 5.90 m.

Si assimila il sistema ad una trave reticolare formata dai soli diagonali tesi.

Azione di taglio agli estremi del sistema dei controventi :

V_{ED} = (5.9m x 2.25 kN/ml x 1.50 SLU) = 19.91 kN SLU = 20 kN SLU

I controventi previsti sono formati da un piatto di acciaio 120 x 5 mm bullonato o eventualmente saldato alle strutture di copertura.

La forza nel campo di influenza (9.00 m x 5.90 m) viene assorbita da n° 4 controventi inclinati tesi (si trascurano i controventi compressi) .

Si decompone la forza risultante secondo l'angolo più sfavorevole , pari a 26°.

F_{ED} controv. = 20 kN SLU / 4 / (sin 26°) = 11.40 kN SLU

Si considera la sezione lorda di 120x5 mm e la sezione netta di 109x5mm dovuta alla presenza del foro per il collegamento con un bullone D=20mm.

VERIFICA A TRAZIONE NTC 2008 (D.M. 14/01/2008) cap. 4.2.4.1

TIPO DI ACCIAIO	S235	
Tensione di snervamento **fyk**	235	N/mmq
Tensione di rottura **ftk**	360	N/mmq

Azione assiale di calcolo **Ned**	11.4	KN

dove la resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda, A,

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_{yk}}{\gamma_{M0}} \qquad (4.2.7)$$

b) la resistenza a rottura della sezione netta, A_{net}, in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}. \qquad (4.2.8)$$

resistenza plastica sezione lorda

NplRd	134	KN
area lorda **A**	600	mmq
Coeff. di sicurezza **γM0**	1.05	

resistenza rottura sezione netta

NuRd	141	KN
area netta **Anet**	545	mmq
Coeff. di sicurezza **γM2**	1.25	

resistenza minima trazione

NtRd	134	KN

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$ **0.08** VERIFICATO

verifica gerarchia resistenze

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$ VERIFICATO

13. Ottemperanza al cap. 10 NTC 2008

13.1 Caratteristiche generali (punto 10.1)

In ottemperanza al punto 10.1 del DM 2008 il progetto strutturale definitivo definisce gli interventi da realizzare, riservando la emissione completa di ulteriori dettagli e verifiche alla emissione di progetto esecutivo, ed è stato redatto comprendendo i seguenti elaborati:

- Relazione di calcolo strutturale, comprensiva di descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica a livello di progetto definitivo;
- Relazione sui materiali strutturali
- Relazione geotecnica e sulle fondazioni (contenuta nei paragrafi della presente relazione, da realizzarsi a parte nel progetto esecutivo)
- Elaborati grafici strutturali e particolari costruttivi a livello di progetto definitivo;
- Piano di manutenzione delle opere strutturali (da realizzarsi nel progetto esecutivo);

  emessi in allegato alla presente relazione.

Particolare cura è stata posta nello sviluppo della relazioni di calcolo, con particolare riferimento alle analisi svolte con l'ausilio di calcolo automatico e pertanto si è fatto esplicito riferimento a quanto riportato al punto 10.2 del DM 2008 "Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo".

13.2 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo (punto 10.2)

L'analisi strutturale e le relative verifiche sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico. Si riporta nel seguito un riepilogo delle ipotesi a base di calcolo utilizzate nel rispetto di quanto previsto dalle Norme tecniche.

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

L'analisi strutturale e le relative verifiche sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico. Si riporta nel seguito un riepilogo delle ipotesi a base di calcolo utilizzate nel rispetto di quanto previsto dalle Norme tecniche.

Per quanto riguarda il codice di calcolo si riportano le seguenti caratteristiche del codice di calcolo:

- caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati : analisi statica non lineare Push-Over
- titolo : POR 2000
- autore : Newsoft s.a.s. www.newsoft-eng.it

Il programma Por 2000 di Newsoft è un software in ambiente Windows per la progettazione e la verifica di edifici multipiano in muratura ordinaria o armata, a pianta generica.
Risulta uno strumento di analisi integrato, per seguire l'intero iter di analisi e verifica, dalla ricerca interattiva del dimensionamento ottimale degli spessori e dei rinforzi.
Por consente di analizzare edifici multipiano in muratura ordinaria o armata, con fondazioni piane o sfalsate, aperture ad architrave rettilineo o curvo, anche non allineate nella parete, solai inclinati o sfalsati, tiranti di piano e pannelli murari di differenti caratteristiche meccaniche. E' prevista la definizione di rinforzi murari di vario tipo, come affiancamenti murari, intonaci armati, placcaggi con fibre composite, cuciture attive in lamine di acciaio pretese, iniezioni. Consente inoltre la definizione di cordoli con assegnata capacità di ammorsamento e tiranti di piano fra muri contrapposti.
Por 2000 può eseguire tutte le verifiche richieste dalle norme attualmente in vigore in Italia, selezionando il sistema normativo fra le due opzioni disponibili:

- ·Ntc96 basato sulle norme emanate dal 1987 al 1996:

Dm87 Decreto Ministeriale 20/11/87
Dm88 Decreto Ministeriale 11/03/88
Dm96 Decreto Ministeriale 16/01/96

- Ntc08 basato sulle norme emanate nel 2008:

Dm08 Decreto Ministeriale 14/01/08
Opcm 3274 Ordinanza P.C.M. 3274/03
Opcm 3431 Ordinanza P.C.M. 3431/05

Il quadro complessivo delle verifiche può essere organizzato per meccanismi di crisi, secondo il seguente schema:

- Verifiche nel piano della muratura

Verifica dell'eccentricità longitudinale per azioni statiche (Dm87 o Dm08)
Verifica a taglio per azioni statiche (Dm87 o Dm08)
Verifica pressoflessione longitudinale per azioni statiche (Dm87 o Dm08)
Verifica sismica al limite ultimo (Dm96)
Verifica sismica al limite di danno, salvaguardia vita e collasso (Dm08)

- Verifiche fuori dal piano della muratura

Verifica della snellezza (Dm87 o Dm08)
Verifica dell'eccentricità trasversale per azioni statiche (Dm87 o Dm08)
Verifica a pressoflessione trasversale per azioni statiche (Dm87, Dm96, Dm08)
Verifica a ribaltamento per azioni statiche e sismiche (Dm96 o Dm08)

- Verifiche dei collegamenti

Verifica a trazione dei tiranti
Verifica a punzonamento sui capochiave

- Verifiche della fondazione

Verifica delle tensioni in fondazione per azioni statiche e sismiche.

Dovendo tener conto di un comportamento deformativo diversificato per setti, è necessario procedere attraverso un'analisi di tipo incrementale-iterativa, dove il tagliante sismico è affetto da un moltiplicatore, inizialmente posto a 0 (zero), progressivamente crescente secondo incrementi opportunamente dosati in funzione del tipo di risposta che l'insieme strutturale esibisce.
Allo scopo si adotta un algoritmo iterativo basato sul metodo proposto da E. Riks, particolarmente efficace in problemi di elasto-plasticità in quanto, distinguendosi da altri metodi classici (Newton- Rapson e derivati) per il modo in cui ad ogni passo riesce a localizzare un nuovo punto di equilibrio, regolando l'ampiezza degli incrementi di carico e di spostamento in funzione del corrente stato iterativo, con un numero non elevato di passi e a basso impegno di memoria fornisce una ricostruzione completa del percorso di equilibrio, con tutte le informazioni richieste per la valutazione dei fattori di sicurezza cercati.

Affidabilità dei Codici utilizzati

E' stata preliminarmente esaminata la documentazione a corredo del suddetto software per valutarne l'affidabilità e l'idoneità al caso specifico, attraverso la documentazione fornita dal produttore del software.

Modalità di presentazione dei risultati e validazione

Nella relazione che segue sono stati sintetizzati in disegni e schemi grafici i modelli di calcolo con le rispettive individuazione dei singoli elementi . Sono riportate e principali caratteristiche di sollecitazione associati alle combinazioni dei carichi considerate, con le relative verifiche delle sezioni.

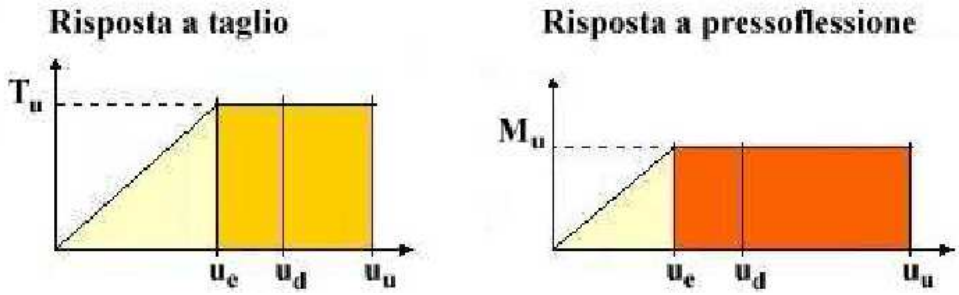
Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Sono stati inoltre svolti controlli sui risultati con valutazione complessive dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.
Tali valutazioni sono state basate sul confronto con risultati di semplici calcoli, di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati in fase di prime verifiche della struttura.

Tipo di analisi svolta

È stata condotta l'analisi statica non lineare lineare delle strutture.
La costruzione soggette all'azione sismica, è stata progettata in accordo con un comportamento strutturale dissipativo. Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce, progettando per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento, con capacità dissipativa bassa (CD"B").

La modellazione dell'edificio per l'analisi sismica si basa su una schematizzazione a maschi murari, corrispondenti alle porzioni di muratura comprese fra due aperture o fra una apertura e un nodo d'incrocio. L'elemento maschio è dotato di rigidezza tagliante e flessionale e tiene conto della rigidezza delle fasce di piano con un fattore equivalente di riduzione della luce netta.
Si ipotizza per i maschi murari un comportamento elastico-perfettamente plastico, definito da una resistenza ultima (a taglio e pressoflessione longitudinale) e dai valori limite di deformazione (duttilità di danno, duttilità ultima).



Nella costruzione del modello, maschi contigui non intercalati da apertura sono riconosciuti solidali e omogeneizzati nella rigidezza flessionale. Si considerano i contributi di rigidezza di fondazioni sfalsate, valutando la quota parte del tagliante sismico direttamente assorbito da tali elementi.

L'analisi sismica è di tipo statico non lineare (analisi pushover), condotta facendo variare il sisma secondo una scansione angolare stabilita dall'utente e procedendo per incrementi di carico successivi fino al raggiungimento degli stati limite di interesse imposti dalla normativa adottata.

L'analisi è condotta assoggettando l'edificio all'azione contemporanea dei carichi verticali, permanenti e varibili opportunamente combinati, e delle forze statiche equivalenti al sisma che generano nella muratura i taglianti di piano cumulati in altezza. Fissata una direzione sismica, l'analisi pushover procede per incrementi successivi delle forze sismiche, determinando per ogni passo di carico il taglio e la duttilità residua dei setti. Il controllo della duttilità consente di controllare se nel passo di carico è stato raggiunto uno stato limite di interesse e di individuare i setti che raggiungono la soglia di collasso (duttilità limite di collasso).

Tali setti non daranno più contributo all'assorbimento del tagliante sismico nei passi di carico successivi, per cui col progredire dei collassi locali la struttura perde progressivamente capacità portante nei confronti delle azioni orizzontali. Quando il calo della forza resistente raggiunge un limite prefissato, si assume raggiunto il limite di collasso e l'analisi ha termine.

Nel corso del processo il programma salva tutte le informazioni necessarie per la costruzione della curva di capacità o curva pushover, che sarà utilizzata per la successiva procedura di verifica per valutare l'accelerazione al suolo corrispondente al raggiungimento degli stati limite di interesse (capacità di Pga). La verifica finale consisterà quindi nel controllare che la capacità di Pga risulti maggiore della domanda di Pga richiesta dalla normativa o, in termini equivalenti, che il fattore di sicurezza ottenuto dal rapporto capacità/domanda sia maggiore di 1.

Nell'ambito di un modello elastico-perfettamente plastico del setto murario, i limiti di duttilità determinano i valori di spostamento in corrispondenza dei quali si assume venga raggiunto un particolare stato limite: di danno, di collasso a taglio o di collasso a flessione.

Nella normativa i limiti di duttilità vengono espressi in rapporto all'altezza di calcolo del setto, secondo la seguente tabella, in accordo con le disposizioni del Dm08 (punti 7.3.7.2, 7.8.2.2 e 7.8.3.2) e della Opcm 3471 (punti 4.11.2, 8.2.2, 8.3.2 e 11.5.8).

	Tipo di muratura		
	Ordinarie esistenti	Ordinarie nuove	Armate
duttilità al limite di danno	0.003 h	0.003 h	0.004 h
duttilità al limite ultimo: collasso a taglio	0.004 h	0.004 h	0.006 h
duttilità al limite ultimo: collasso a p.flessione	0.006 h	0.008 h	0.012 h

L'analisi è ripetuta per ogni direzione sismica richiesta e nella sintesi finale viene evidenziato il minimo fattore di sicurezza registrato per gli stati limite di interesse.

Combinazioni di carico adottate

Ai fini delle verifiche degli stati limite sono state prese in considerazione le combinazioni in conformità alla normativa vigentee riportate nel paragrafo 3.3.4 delle presente relazione, ed in dettaglio nel tabulato di calcolo.

Le combinazioni analizzate, maggiormente vincolanti per le singole verifiche, sono evidenziate nel tabulato di calcolo allegato, e corrispondenti a:

- Statica locale utilizzata per le verifiche statiche di tipo locale sulle murature,
- Statica fondazioni utilizzata per le verifiche statiche di tipo locale sulle fondazioni,
- Sismica locale utilizzata per le verifiche sismiche di tipo locale sulle murature,
- Sismica fondazioni utilizzata per le verifiche sismiche di tipo locale sulle fondazioni,
- Sismica pushover utilizzata per le verifiche sismiche globali con analisi pushover.

Le verifiche locali non sismiche sono eseguite secondo il metodo agli Stati Limite.

14. TABULATI DI CALCOLO POST OPERAM

Note:

Si emette il modello di calcolo della sola situazione post-operam, in quanto la situazione ante operam è caratterizzata da crolli diffusi dei solai intermedi, per cui risulta una situazione particolarmente vulnerabile e degradata.

La verifica della parete singola nella situazione ante opera è sintomatica della situazione, la parete senza ritegni dei solai, nella situazione ante operam ha una accelerazione di collasso pari a soli 0.08 g.

Valutazioni sulla rigidezza dei cosciali metallici della scala di collegamento.

Il modello di calcolo della situazione post-operam non tiene conto della presenza della nuova scala in acciaio

Si verifica l'incidenza della rigidezza della scala in acciaio rispetto alle rigidezze di piano del sistema sismoresistente.

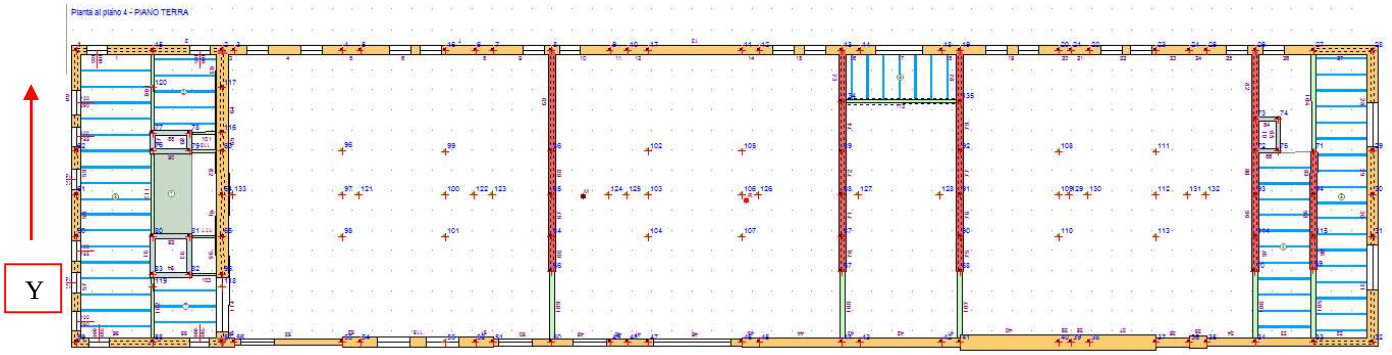
Dai tabulati di calcolo si desume la rigidezza tagliante del sistema sismoresistente fornito dai nuclei in c.a. e dalle pareti murarie in direzione Y (direzione dei cosciali delle scale).

Legenda per i rapporti di regolarità strutturale per azioni orizzontali

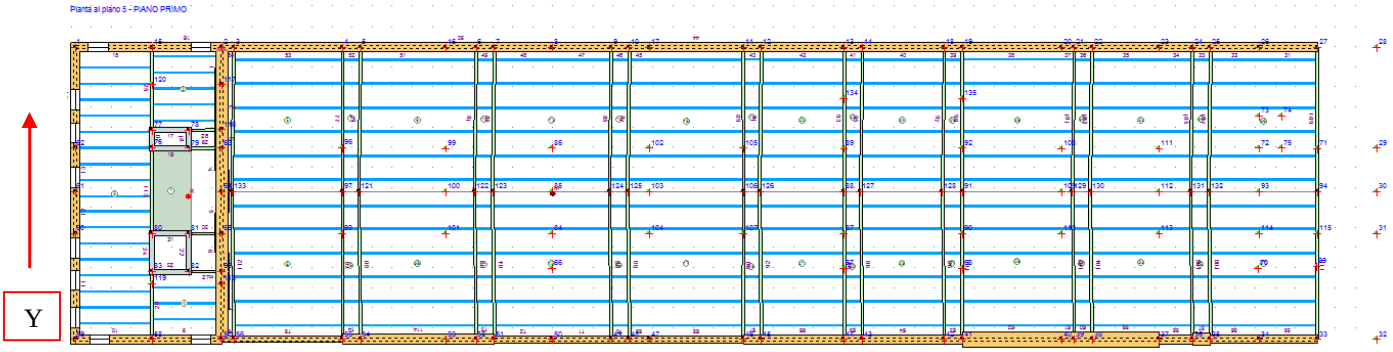
Simbolo	Descrizione	Misura
Liv	Indice del piano	
M	Massa cumulata al piano	t
Kx	Rigidezza tagliante in direzione x	t/cm
Ky	Rigidezza tagliante in direzione y	t/cm
Tux	Resistenza tagliante ultima in direzione x	t
Tuy	Resistenza tagliante ultima in direzione y	t
M/Kx	Rapporto Massa/Rigidezza x al piano	
M/Ky	Rapporto Massa/Rigidezza y al piano	
M/Tux	Rapporto Massa/Resistenza ultima x al piano	
M/Tuy	Rapporto Massa/Resistenza ultima y al piano	
Vkmax	Variazione massima dei rapporti M/K rispetto al piano superiore	%
Vtmax	Variazione massima dei rapporti M/Tu rispetto al piano superiore	%
Esito	Compare il simbolo ! nel caso di variazioni maggiori del 30%	

Rapporti di regolarità strutturale per azioni orizzontali

Liv	M *t*	Kx *t/cm*	Ky *t/cm*	Tux *t*	Tuy *t*	M/Kx	M/Ky	M/Tux	M/Tuy	Vkmax *%*	Vtmax *%*
1	3139.50	337340.0	335529.0	1364.14	836.33	0.009	0.009	2.301	3.754	3.626	0.000
2	2631.45	281379.0	291814.0	1143.39	700.99	0.009	0.009	2.301	3.754	92.618	0.000
3	1984.96	2.87539E6	2.77647E6	862.48	528.77	0.001	0.001	2.301	3.754	20032.400	0.000
4	896.32	6449.3	9995.7	389.46	238.77	0.139	0.090	2.301	3.754	90.310	0.000
5	403.62	29971.1	3398.6	175.38	107.52	0.013	0.119	2.301	3.754	99.650	0.000
6	5.78	16497.9	13893.6	2.51	1.54	0.000	0.000	2.301	3.754		



La rigidezza tagliante del sistema sismoresistente al livello 4 (corrispondente alle pareti del piano terra) è 9995 t/cm



La rigidezza tagliante del sistema sismoresistente al livello 5 (corrispondente alle pareti del piano primo) è 3398 t/cm

La rigidezza assiale dei cosciali in acciaio, trascurando l'inclinazione del cosciale, può essere determinata con la formula EA/ L , moltiplicata per il numero dei cosciali.
N° 2 Cosciali UPN 240
A = 42.3 cmq x 2 = 84.6 cmq E = 2.100.000 daN/cmq = 2100 t/cmq L = 750 cm
K= EA / L = 2100 x 84.6 / 750 = 236 t/cm

Rapporto tra le rigidezze del sistema sismoresistente e della scala in acciaio per il livello 4 (piano terra):
K scala / (K mur + K cls) = 236 t/cm / 9995 t/ cm = 0.023 (< 2.3%)

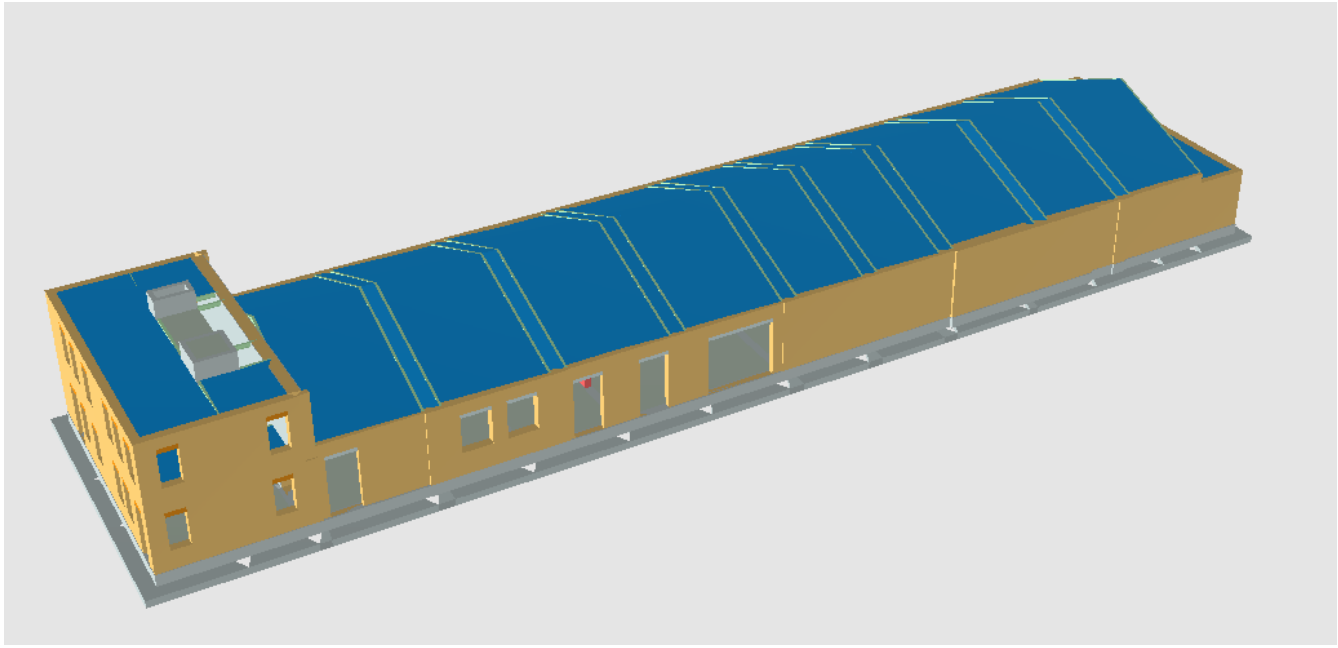
Rapporto tra le rigidezze del sistema sismoresistente e della scala in acciaio per il livello 4 (piano primo):
K scala / (K mur + K cls) = 236 t/cm / 3398 t/ cm = 0.069 (< 7%)

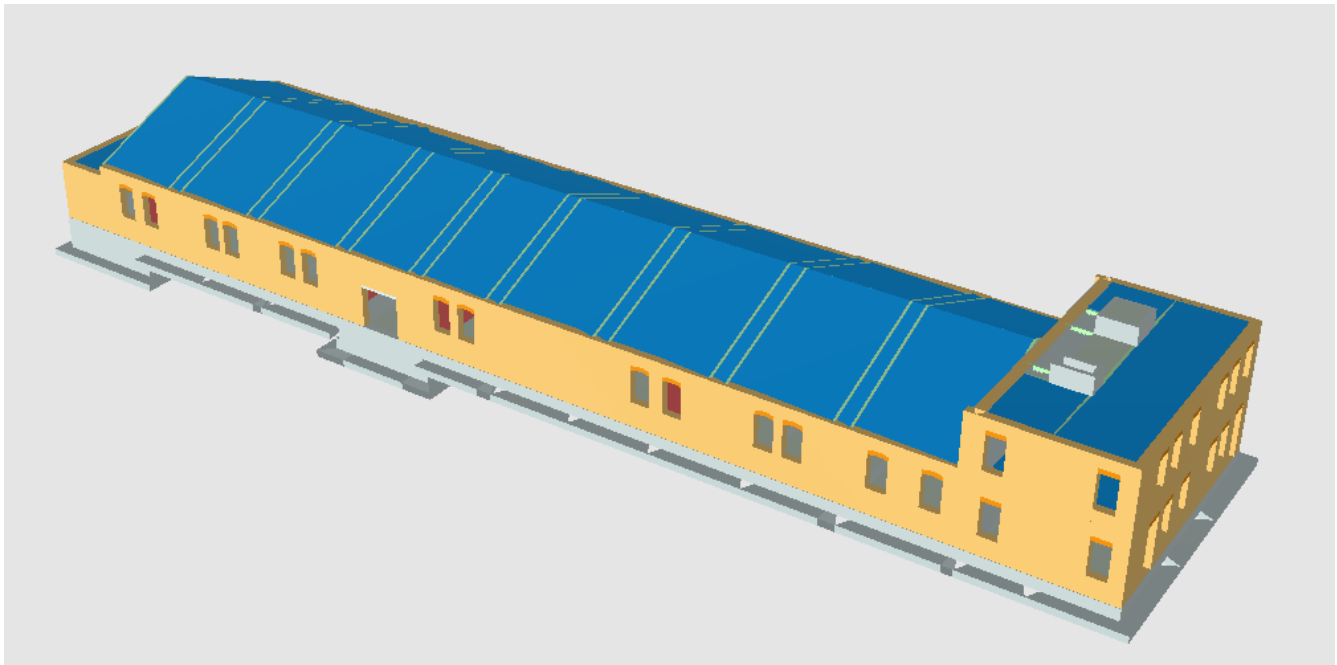
Si ritiene quindi che sia possibile trascurare l'apporto di rigidezza dato dai cosciali della scala nel modello, in quanto inferiore al al 2.3% della rigidezza del sistema sismoresistente del piano tera e inferiore al 7% della rigidezza del sistema sismoresistente del piano primo della palazzina. Il leggero incremento di rigidezza nella situazione reale rispetto al modello risulta una considerazione in favore di sicurezza.
Inoltre la presenza dei profili della scala risulta favorevole al comportamento sotto sisma dell' insieme in quanto elemento con possibilità dissipative.

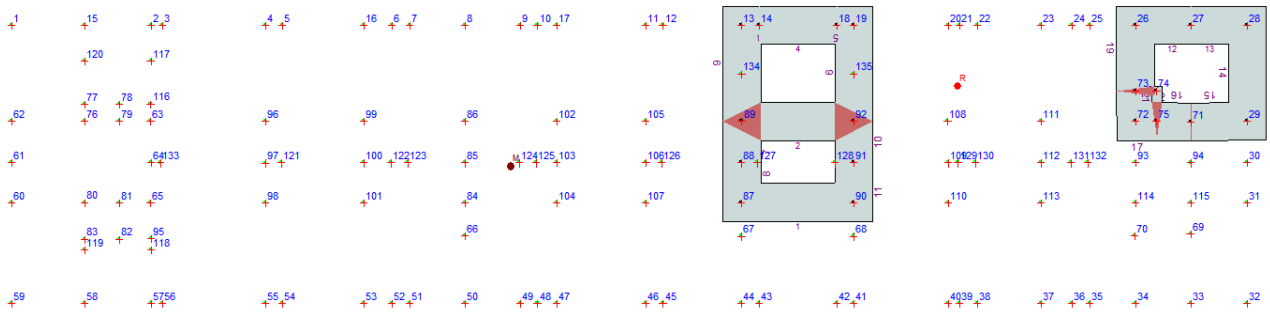
Modello di calcolo

v. allegati tabulati output

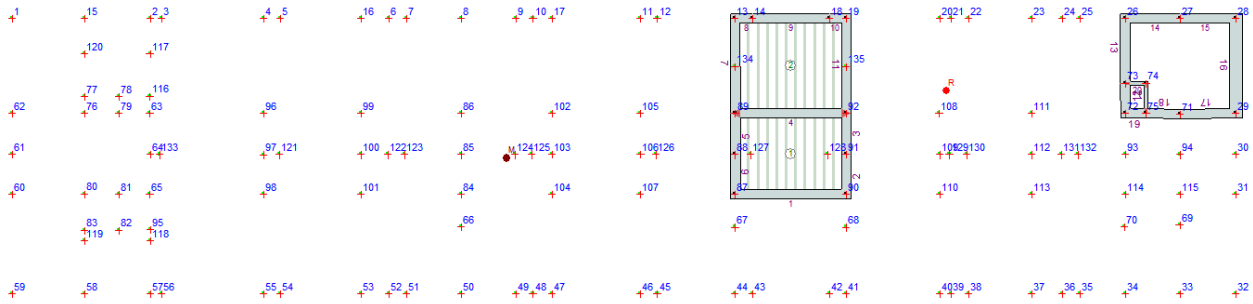
E' stato aggiornato il modello di calcolo, eliminando la presenza del torrino in copertura inizialmente previsto in progetto, ed inserendo la presenza dei cordoli previsti in progetto nelle verifiche a ribaltamento dei pannelli.



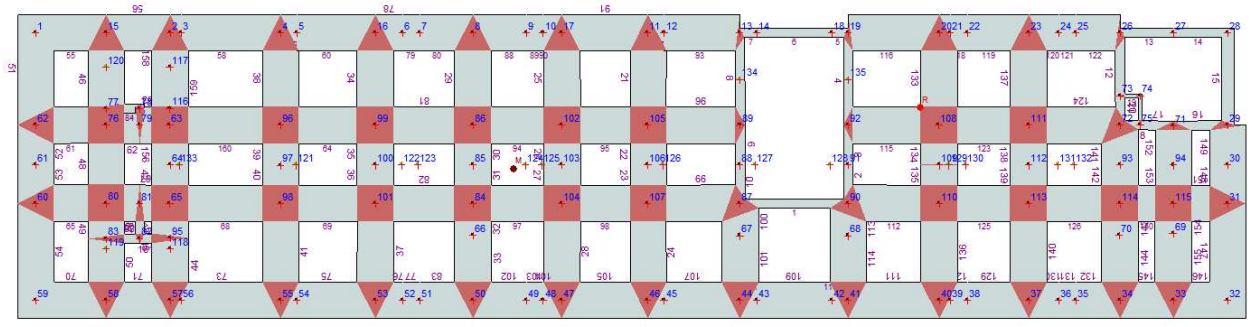




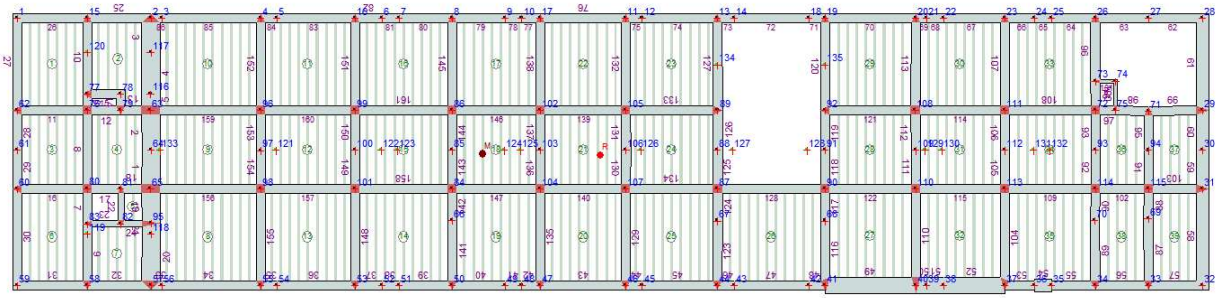
Livello fondazione inf.



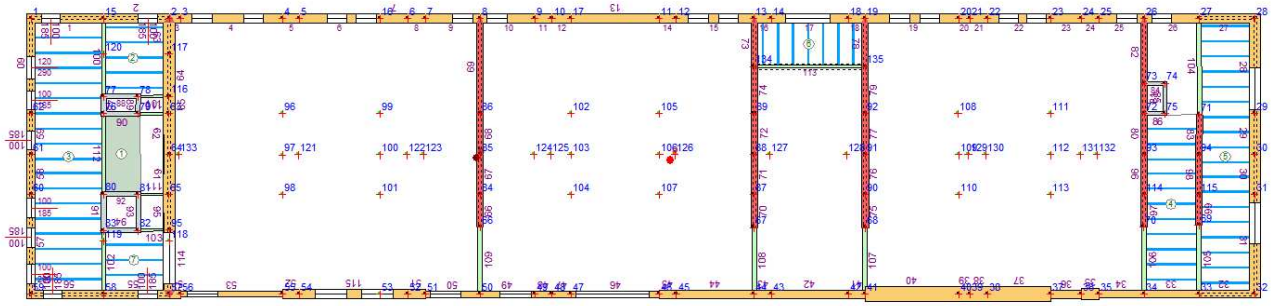
Livello solaio ribassato



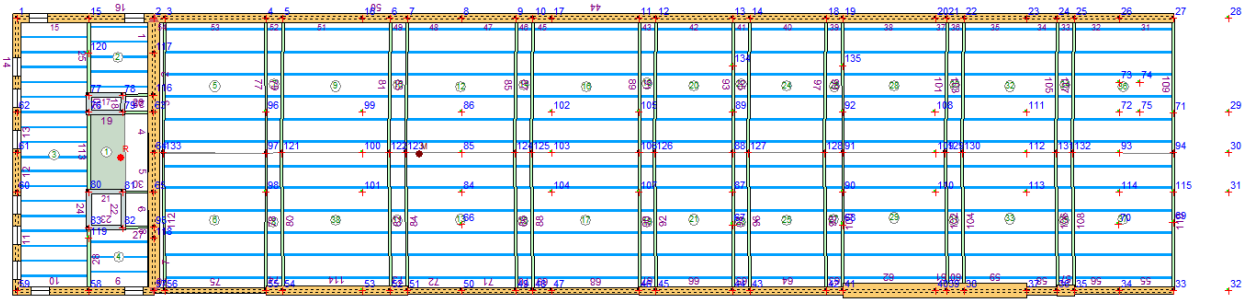
Livello fondazione sup.



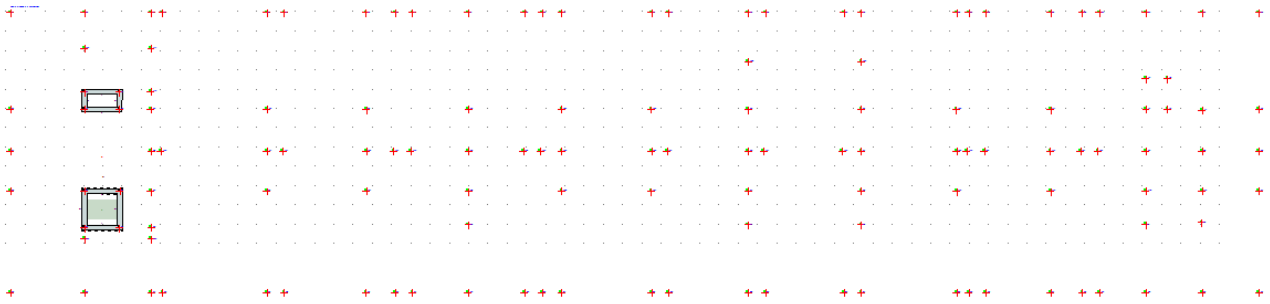
Livello solaio PT



Livello solaio intermedio

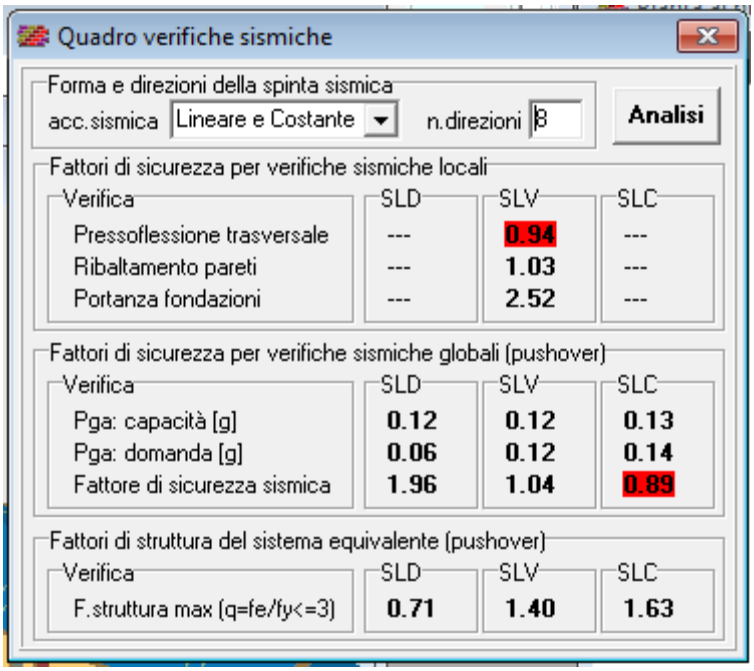


Livello copertura



Livello copertura

E' stato aggiornato il modello di calcolo, eliminando la presenza del torrino in copertura inizialmente previsto in progetto, ed inserendo la presenza dei cordoli previsti in progetto nelle verifiche a ribaltamento dei pannelli.



Per la verifica a ribaltamento delle pareti e a pressoflessione trasversale si veda anche la verifica del pilastro HEA 160 a ritegno della muratura perimetrale (par. 12.11 della presente relazione).

La verifica allo SLV è soddisfatta con un fattore di sicurezza pari a 1.04 (> 1.00).

N.B. Allegati:

- Tabulati di calcolo (in formato Word e PDF)
- Immagini modello di calcolo (in formato PDF).